



ANEJOS



ANEJO I: CAMBIO CLIMÁTICO

INTRODUCCIÓN

El cambio climático se refiere a los cambios a largo plazo en los patrones climáticos de la Tierra, causados principalmente por la actividad humana. A medida que las sociedades industriales han incrementado la quema de combustibles fósiles, la deforestación y otras actividades contaminantes, se han liberado grandes cantidades de gases de efecto invernadero como el dióxido de carbono (CO₂) a la atmósfera.

Para tratar de determinar los cambios que se producirán, así como su magnitud, varios organismos internacionales como la Organización de las Naciones Unidas (ONU) o el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC) realizan estimaciones sobre el aumento en las temperaturas medias globales que se prevé que se experimentarán debido a las emisiones, así como los efectos sobre el clima y las consecuencias que puedan derivar de ello.

Los países están trabajando juntos para reducir las emisiones de gases de efecto invernadero a través de acuerdos internacionales como el Acuerdo de París. Además, se están promoviendo fuentes de energía renovable y se están implementando políticas de eficiencia energética para reducir la dependencia en los combustibles fósiles.

Sin embargo, aunque se tomen medidas para frenar el calentamiento global, es inevitable que a corto-medio plazo aumente la temperatura media dada la tendencia actual, como se verá a lo largo de este anejo. Este irremediable cambio en las temperaturas en los próximos años, aparte de afectar al clima, al ecosistema y a sistemas humanos como la producción de alimentos, es previsible que produzca daños en las infraestructuras civiles existentes.

CALENTAMIENTO GLOBAL

El dióxido de carbono (CO₂) es el gas que más contribuye al calentamiento global (Figura 73). Aunque es inevitable que este gas se produzca debido a factores naturales como la respiración de los animales o la descomposición de la biomasa, las actividades antropógenas como la quema de combustibles fósiles están aumentando exponencialmente el volumen de estas emisiones (Figura 70)

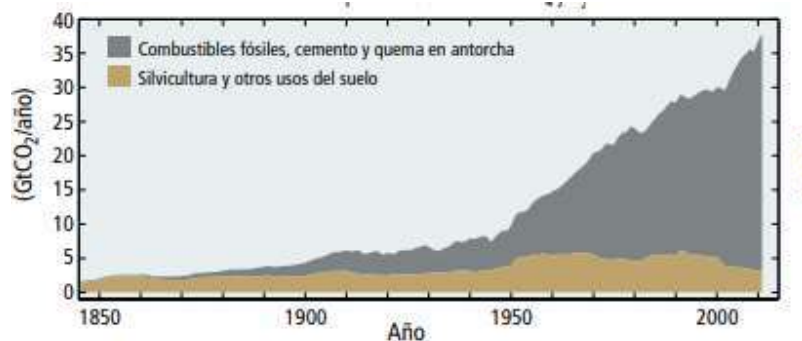


Figura 70. Emisiones antropógenas globales de CO₂ desde 1850 hasta la actualidad. Fuente: IPCC (2021)

Estos gases provocan una capa en la atmósfera, evitando que la Tierra pueda irradiar parte de la luz solar absorbida. Es necesario que parte del calor se mantenga para que sea factible la vida en la Tierra, de hecho esa es una de las funciones de la atmósfera. Sin embargo, una emisión excesiva de gases de efecto invernadero como la

que se viene experimentando en las últimas décadas provoca una retención excesiva de calor cerca de la superficie de la Tierra, lo que provoca un aumento gradual de la temperatura global conocido como calentamiento global.

Como se ha indicado antes, el CO₂ es el gas que más contribuirá al calentamiento global y con ello al cambio climático, pero en base a las medidas que se tomen de cara al futuro el volumen de estas emisiones puede variar a medio-largo plazo (Figura 71).

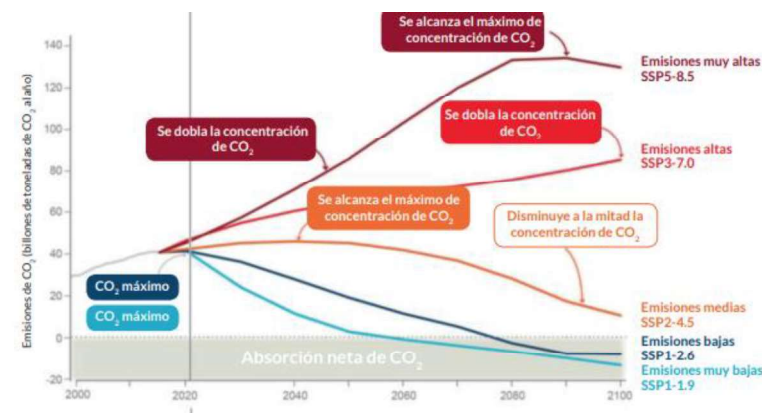


Figura 71. Emisiones de CO₂ por año en base a diferentes escenarios de emisiones. Fuente: IPCC (2021)

En relación a esto, el IPCC ha establecido varios escenarios futuros de emisiones denominándose SSPx-y” (Figura 72), donde cada “x” de los escenarios “SSPx” se refiere a una tendencia en la trayectoria socioeconómica compartida:

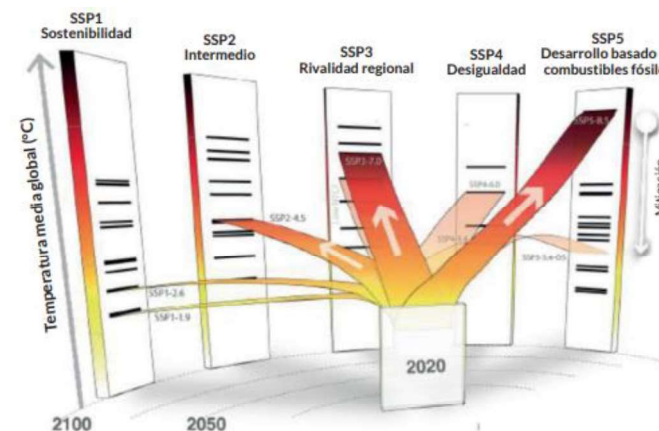


Figura 72. Denominación de los escenarios de emisiones. Fuente: IPCC (2021)

Por su parte, la “γ” hace referencia al nivel aproximado de forzamiento radiativo en vatios por metro cuadrado que se tendrá en los escenarios “SSPx”, el cual se refiere a la diferencia entre la luz solar absorbida por la Tierra y la energía que se irradia de vuelta al espacio. Estos niveles de forzamiento radiativo se han resumido en los siguientes valores: 1.9, 2.6, 4.5, 7.0, y 8.5. Los dos primeros se corresponden al escenario SSP1 (de Sostenibilidad), el 4.5 con el SSP2 (Intermedio), el 7.0 con el SSP3 (de Rivalidad Regional) y el 8.5 con el SSP5 (con Desarrollo basado en combustibles fósiles (Figura 73)

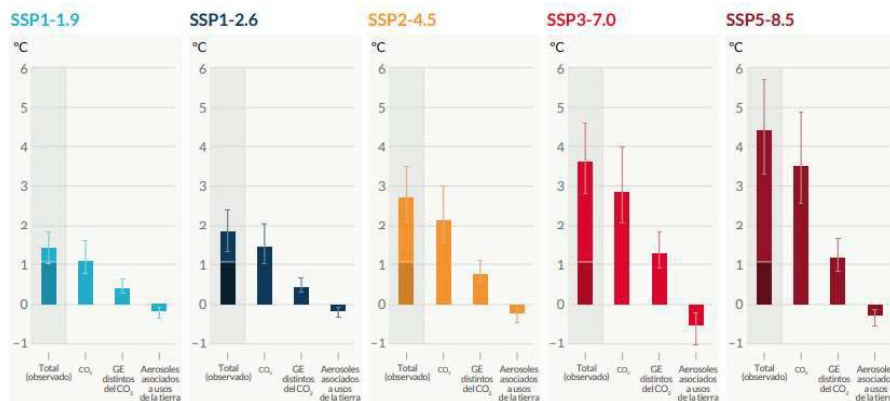


Figura 73. Contribución de cada gas de efecto invernadero al aumento de la temperatura global en los diferentes escenarios. Fuente: IPCC (2021)

En la Figura 73 se ve la contribución de cada tipo de gas de efecto invernadero al aumento en las temperaturas que se prevé de cara al año 2100 en cada uno de los escenarios propuestos por el IPCC, demostrando que el CO₂ es el más contaminante en todos los casos. La parte sombreada en la barra de contribución total se refiere a la variación en la temperatura media global que se ha experimentado desde finales del siglo XIX hasta la actualidad, la cual ha aumentado en 1.1°C. Además, según la ONU, la década comprendida entre el 2011 y el 2020 fue la más cálida desde que se tienen registros.

En base a los datos recogidos y a las proyecciones realizadas el IPCC alerta que, sea cual sea la trayectoria que se tome, en el año 2055 el aumento en la temperatura media global pasará de ser de 1.1°C a 1.5°C con un nivel de confianza alto, y como se ha visto, dependerá de las medidas que se tomen que este valor se pueda reducir a partir de este año o que por el contrario siga aumentando y no se limite a este valor.

CONSECUENCIAS

El IPCC apunta que, si el calentamiento global se sigue incrementando a largo plazo y no se limita, se producirán episodios climáticos cada vez más extremos como olas de calor (Figura 74), seguirá aumentando el nivel del mar, y se producirá un impacto significativo en la biodiversidad y los ecosistemas, con un nivel de confianza alto en que esto ocurra. Además, se espera con un nivel de confianza medio que se produzcan episodios de precipitaciones intensas en ciertas regiones, y en otras sequías por déficit de precipitaciones, así como la aparición de mayores dificultades para la adaptación de los sistemas naturales y de los humanos si no se limita el aumento de la temperatura.

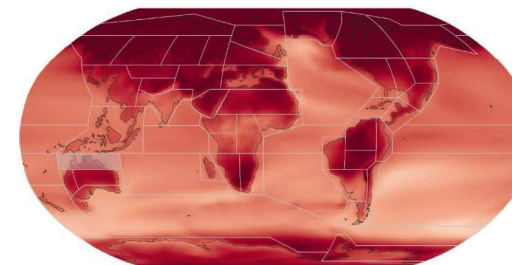


Figura 74. Aumento relativo de la temperatura a largo plazo (2081-2100) por zonas en el escenario SSP5-8.5. Fuente: Atlas IPCC

Por su parte, la ONU alerta que el cambio climático está teniendo consecuencias como, entre otras, sequías intensas, escasez de agua, incendios graves, deshielo en los polos, aumento en el nivel del mar, inundaciones, tormentas extremas y disminución de la biodiversidad.

Aunque lo más significativo que provocarán estos cambios será la afección a la climatología, al ecosistema y a sistemas humanos como la producción de alimentos, también se producirán importantes afecciones a las infraestructuras civiles. Por ejemplo, G. Castañares Hernández en uno de sus artículos publicados por el Cedex, expone que se prevén afecciones en la infraestructura viaria estatal debido a los cambios en el clima. Las precipitaciones en forma de episodios de lluvia cada vez más intensos provocarán daños a la Red Convencional, la cual no está preparada para ello, y el aumento de las temperaturas desencadenará impactos sobre elementos de la superestructura, como son los raíles y las sujeciones.

En cuanto al tema que nos ocupa, las condiciones climáticas a las que están sometidas las obras marítimas también variarán como se verá en los siguientes apartados de este anejo. El aumento del nivel del mar, que se producirá con un nivel de confianza alto tal y como expone el IPCC, provocará que un mismo oleaje se presente con una mayor altura frente a las obras de protección portuarias. Además, aunque no se pueda estimar la magnitud, es sabido que los eventos extremos de temporales cada vez son más intensos y provocan más daños. Sin ir más lejos, varios temporales en las últimas décadas han provocado daños importantes en el dique de abrigo de Bermeo como se ha visto anteriormente en el presente trabajo.

“Es posible que los impactos sobre las infraestructuras costeras sean los más importantes debido a dos factores concretos. En primer lugar, las zonas costeras están sujetas a los efectos de la subida del nivel del mar y a las tormentas tropicales y extratropicales más intensas. Y, en segundo lugar, es en las costas donde se produce la conexión de tres modos de transporte fundamentales: barcos, trenes y camiones, que se encargan de transportar mercancías con origen y destino en los puertos.” (Boletín de la Organización Meteorológica Mundial, 2009)

Por tanto, es necesario que además de tratar de frenar en el menor tiempo posible este aumento en las emisiones a la atmósfera que empeora las condiciones climáticas, se tomen medidas para adaptar las infraestructuras existentes a los efectos que se prevén a corto-medio plazo y que son inevitables.

VARIACIÓN EN EL NIVEL DEL MAR

Como se ha visto, las organizaciones internacionales anuncian que el calentamiento global está provocando un aumento del nivel del mar, debido entre otros factores al derretimiento de los glaciares y las capas de hielo en los polos, así como a la expansión térmica de los océanos, ya que cuando la temperatura del agua aumenta esta se expande ocupando más espacio y aumentando el nivel del mar.

Los datos históricos recogidos recogen el aumento que se ha experimentado desde que se tienen datos y como la tendencia vislumbra que seguirá aumentando si no se toman medidas (Figura 75).

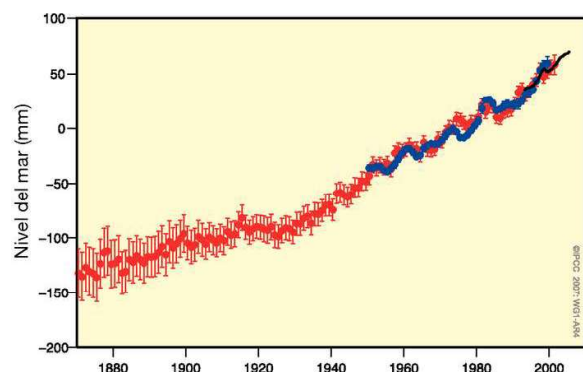


Figura 75. Registro del aumento en el nivel del mar. Fuente: IPCC (2007)

Como se puede observar, incrementó en algo menos de 50 milímetros entre el año 1880 y los 60 años siguientes. Pero a partir de este año (1940), el nivel del mar ha seguido aumentando exponencialmente, a razón de unos 50 milímetros cada 20 años. De hecho, tal y como recoge uno de los informes del IPCC (2007), “La tasa media mundial del aumento del nivel del mar medido por el satélite altímetro TOPEX/Poseidón desde 1993 hasta 2003 es de $3,1 \pm 0,7$ mm año”.

De cara al futuro las previsiones no mejoran la situación relativa al nivel del mar. De hecho, tal y como indica el IPCC, el aumento del nivel del mar se produce muy lentamente y aunque se tomen medidas en la actualidad y se llegue al mejor escenario para el 2050, este seguirá aumentando (Figura 76). Es por ello que es de vital importancia incluir este factor en el dimensionamiento en las obras marítimas, teniendo en cuenta también en las reconstrucciones y ampliaciones que se realicen en este tipo de infraestructuras.

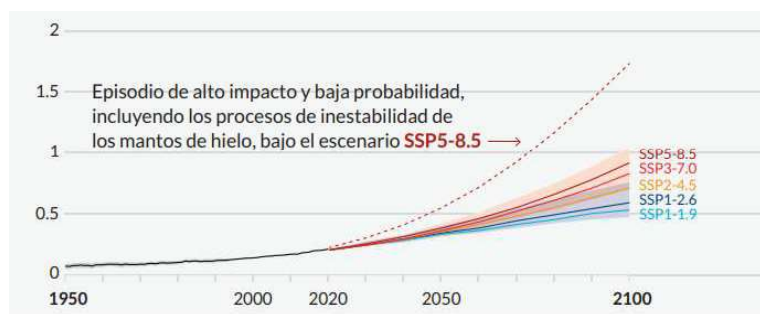


Figura 76. Cambio medio en el nivel del mar en base a los diferentes escenarios. Fuente: IPCC (2021)

Estos datos del aumento del nivel del mar se refieren a nivel global, pero para ser un poco más exactos se han buscado las previsiones en la zona de estudio. Para ello, se ha acudido al Atlas Interactivo proporcionado por el IPCC (Figura 77), el cual da información regional relativa a este factor.

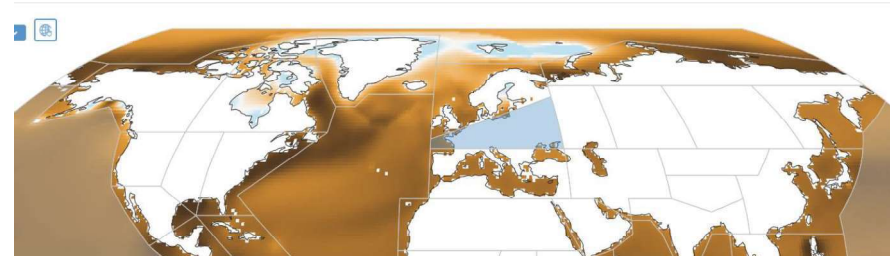


Figura 77. Aumento relativo nivel del mar por zonas a largo plazo (2081-2100) en el escenario SSP5-8.5. Fuente: Atlas del IPCC

La zona sombreada es la que se ha elegido para obtener la información relativa a este factor para la zona de estudio. Además de discernir por regiones, el Atlas permite ver la información para cada escenario climático, eligiendo además si se quiere ver la información a corto (2021-2040), medio (2041-2026) o largo plazo (2081-2100) (Figura 78). Una vez elegida la zona de la que se quiere obtener información y el escenario climático, se puede ver la información en gráficas de series temporales o tablas, entre otras. Además, si se mira la información en la tabla, se dan los valores por percentiles.

Period	Scenario	Median (meters)	P25 P75	P10 P90	P5 P95
Near Term (2021-2040)	SSP5-8.5	0.1	0.1 0.2	0.1 0.2	0.1 0.2
Medium Term (2041-2060)	SSP5-8.5	0.3	0.2 0.3	0.1 0.4	0.1 0.4
Long Term (2081-2100)	SSP5-8.5	0.7	0.5 0.8	0.4 1.0	0.4 1.0

Figura 78. Aumento del nivel del mar por periodos y percentiles en la zona de estudio, para el escenario SSP5-8.5. Fuente: Atlas del IPCC

Para realizar los cálculos y comparaciones posteriores, se han recogido los datos para cada escenario climático entre los que se discierne el aumento del nivel del mar. En la información relativa a cada uno de ellos se ha elegido el período a largo plazo (2081-2100), ya que es en este período cuando los cambios en el nivel del mar resultan relevantes para los cálculos.

Se ha elegido así porque si se atiende a la variación a medio plazo (2041-2080), el aumento se sitúa en apenas 0.4m como máximo en el escenario SSP5-8.5 y percentil 90, muy diferente al aumento en 1m que se predice a largo plazo en este mismo escenario y percentil (Figura 78).

Aunque lo cierto es que, para este caso concreto en el que se está diseñando para soportar las condiciones de clima marítimo que se espera hasta el año 2073 (vida útil mínima de 50 años), sería más concordante emplear el valor de aumento en el nivel del mar a medio plazo.

No obstante, dado que uno de los objetivos principales del presente trabajo es determinar cómo variarían las condiciones de clima marítimo debido al cambio climático, se empleará el valor de variación en el nivel del mar a largo plazo para ver la máxima variación de la que se tienen previsiones.

Respecto a los percentiles se ha elegido el percentil 90, que es el mismo que se ha utilizado para extraer la información de la altura de ola significativa en la boya. Dado que el Atlas no proporciona una tabla con la

información de todos los escenarios climáticos, se ha realizado una tabla resumen (Figura 79). Con estos datos se podrá realizar el cálculo por escenarios climáticos, realizando las comprobaciones necesarias y proponiendo soluciones para cada uno de ellos como se verá a lo largo del documento.

Aumento nivel de mar entre los años 2081-2100 (largo plazo), en el percentil P90 (m)	
SSP1-2.6	0.70
SSP2-4.5	0.80
SSP3-7.0	0.80
SSP5-8.5	1.00

Figura 79. Aumento nivel del mar para cada escenario climático, entre años 2081 y 2100, en el percentil 90. Elaboración propia, con datos del Atlas del IPCC

VARIACIÓN DE OTROS FACTORES

Los datos relativos al resto de factores del clima marítimo que se pueden ver alterados debido al cambio climático se han obtenido del Visor C3E, dado que el Atlas del IPCC sólo recoge las variaciones en el nivel del mar. Este visor creado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IH Cantabria), integra los resultados del proyecto *Cambio Climático en la Costa Española* (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, 2011).

El visor, aún obteniendo los datos para el escenario más desfavorable (SSP5-8.5) y el periodo de tiempo estudiado que puede producir una mayor variación (largo plazo: 2081-2100), da unos datos respecto a la variación en la altura de ola (Hs), el período pico asociado a la misma (Tp) y a la dirección del oleaje insignificantes.

Por ejemplo, atendiendo a la variación en la altura de ola, se puede ver que esta variación puede llegar incluso a ser negativa, es decir, menor a la que hay actualmente. Sin embargo, esta variación tampoco es significativa, pues se sitúa en el entorno de -0.1m (Figura 80).



Figura 80. Variación de la Hs en el entorno del puerto de Bermeo. Fuente: Visor C3E

Visualizando los datos del período pico, los datos son semejantes. También se prevé una variación negativa de un orden de magnitud muy pequeño. En este caso la reducción en el Tp es del entorno de -0.25s (Figura 81).



Figura 81. Variación del Tp en el entorno del puerto de Bermeo. Fuente: Visor C3E

Por último, atendiendo a los datos relativos al cambio en la dirección del oleaje, directamente se descarta cualquier variación en la misma (Figura 82).

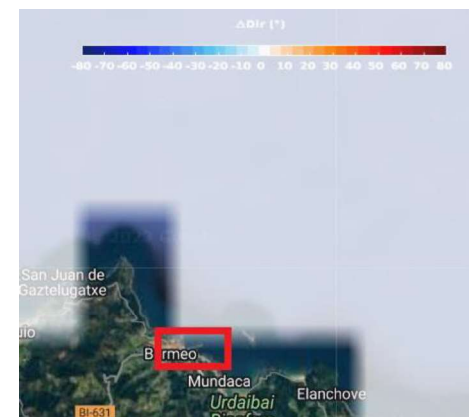


Figura 82. Variación de la dirección del oleaje en el entorno del puerto de Bermeo. Fuente: Visor C3E

Por tanto, se puede determinar que el único factor que será relevante a la hora de determinar el cambio que se prevé en el clima marítimo debido al cambio climático es el aumento en el nivel del mar, descartando el resto de los factores por ser irrelevantes para esta determinación.



ANEJO II: CLIMA MARÍTIMO

INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se caracterizará el clima marítimo existente en la zona de estudio. Para ello, se obtendrán datos de cambios en el nivel del mar asociados a las mareas, información relativa al régimen medio, datos relativos al régimen extremal, y también se caracterizará el régimen de vientos existente en la zona.

Respecto a las mareas, se determinarán las variaciones en el nivel del mar medias y la carrera de marea entre la bajamar y la pleamar astronómicas máximas observadas que se experimentan en la zona, estudiando además el orden de magnitud de cuánto varía el nivel total debido a la marea meteorológica. Esta información se extraerá del mareógrafo de Bilbao 3 (Figura 83), el cual es el más cercano al puerto de Bermeo.

También se obtendrán datos de la boya de Bilbao-Vizcaya (Figura 83), consultando el informe climático del régimen medio para conocer la altura de ola habitual, su dirección de procedencia y el período pico. De esta misma boya se consultará también el informe del régimen extremal, para conocer así valores de la altura de ola significativa procedente de las direcciones principales y el período pico asociado.

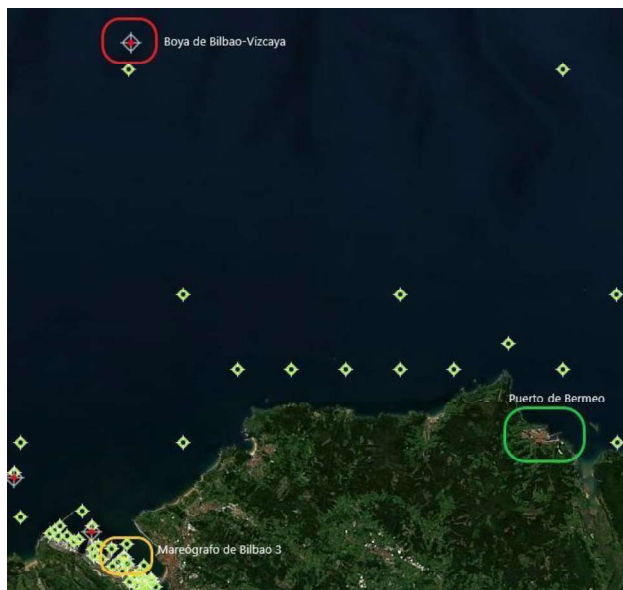


Figura 83. Ubicación de la boya y el mareógrafo donde se consultarán los datos respecto a la posición del puerto de Bermeo. Fuente: Puertos del Estado

MAREAS

El informe climático del mareógrafo de Bilbao 3 nos proporciona el histograma del régimen medio de pleamares y bajamares debidas a la marea astronómica, entre los años 1992 y 2017 (Figura 84). En este se observa que la bajamar más habitual se sitúa alrededor del metro, y la pleamar que se observa con más frecuencia es de entre 3.5 y 4m, medidos todos respecto al cero REDMAR. Por tanto, la variación en el nivel de la mar media es de unos 2.75m.

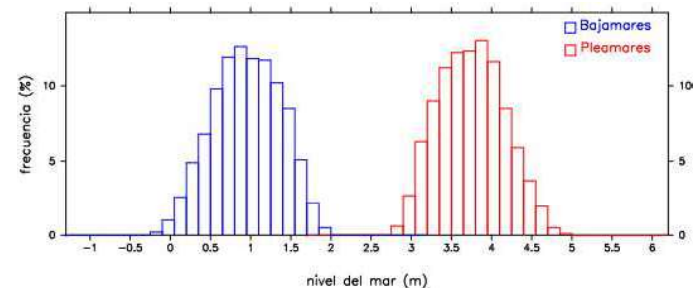


Figura 84. Histograma del régimen medio de pleamares y bajamares debidas a la marea astronómica, entre el 1992 y el 2017. Fuente: Puertos del Estado

Se ha visto que la marea astronómica produce grandes variaciones en el nivel del mar. Esto es porque se produce debido a factores astronómicos como son la atracción gravitatoria de la Luna y el Sol con la Tierra, los cuales producen un gran movimiento en las masas de agua de los océanos.

Por otra parte, se tiene la variación debida a la marea meteorológica, es decir, a factores meteorológicos como son las presiones atmosféricas y el viento. Estos factores contribuyen muy poco a estas variaciones en el nivel.

Por ejemplo, si nos fijamos en los datos relativos al mismo período asociado al histograma anterior, se puede obtener la gráfica del residuo meteorológico (Figura 85), es decir, los centímetros que varía el nivel del mar debido a la marea meteorológica.

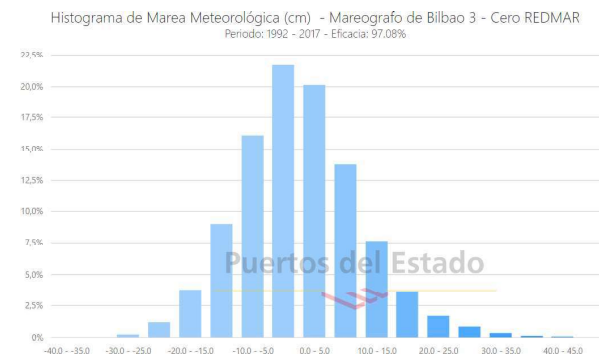


Figura 85. Variaciones en el nivel del mar debidas al residuo meteorológico, entre el 1992 y el 2017. Fuente: Puertos del Estado

Los valores más habituales de residuo meteorológico se encuentran entre -10 y 10cm, con una variación media del nivel del mar de apenas 0.2m frente a la carrera astronómica de 2.75m de media.

Por otra parte, consultando este mismo mareógrafo del Puerto de Bilbao, se obtiene la variación máxima de la marea que se ha observado en el entorno del puerto (Figura 86). Este proporciona el esquema datum de los datos recogidos por el mismo, donde se puede observar que el máximo nivel observado es de 4.99m respecto al cero REDMAR, y un mínimo de -0.29m respecto al mismo cero. Por tanto, la máxima variación de nivel que se ha recogido en este mareógrafo es de 5.28m.

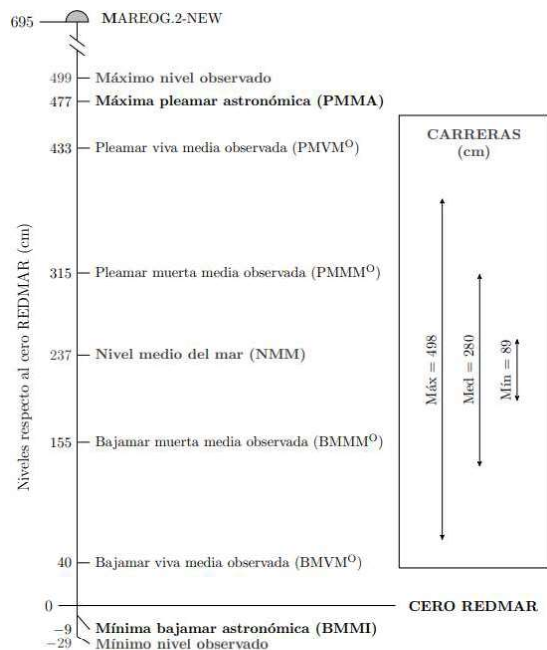


Figura 86. Esquema datum del mareógrafo 3 de Bilbao. Fuente: Puertos del Estado

De nuevo, se puede determinar que gran parte de la variación del nivel del mar se debe a la marea astronómica, pues la carrera de marea se sitúa en 4.86m debido a este factor, siendo la variación máxima global del nivel de 5.28m.

OLEAJE

En este apartado se analizarán aspectos del oleaje referidos al régimen medio y al régimen extremal, como son las alturas de ola significativas, el período pico y su dirección de procedencia predominante.

Es importante realizar el análisis de ambos regímenes, ya que mientras el medio se refiere al oleaje que se espera en la zona de forma habitual, el extremal recoge y estima estadísticamente los escenarios del oleaje que se esperan en momentos excepcionales como son los temporales. Este último régimen es particularmente importante, ya que aun recogiendo datos poco habituales, estos son los que comprometen la seguridad de las obras portuarias. Por lo que estos últimos datos serán los que se empleen para comprobar y dimensionar, por ejemplo, el dique de abrigo del presente trabajo.

RÉGIMEN MEDIO

El régimen medio se refiere a los estados del oleaje más habituales dentro de un período de tiempo. En este apartado se hará referencia al informe relativo a este tipo de régimen proporcionado por la boya Bilbao-Vizcaya. En el informe del régimen medio se encuentra una discretización de las alturas significativas del oleaje más habituales, sus períodos pico y la dirección habitual del mismo, entre otros datos.

Atendiendo a la altura de ola significativa y al período pico, en el informe se proporcionan unos gráficos donde se plasman los valores medios anuales de estos factores, respecto a la frecuencia con la que se han observado entre los años 1990 y 2021 (Figura 87). Con estos se puede llegar a la conclusión de que las alturas de ola más habituales se encuentran entre 0.5 y 2 metros, siendo el período pico más probable de entre 8 y 12 segundos.

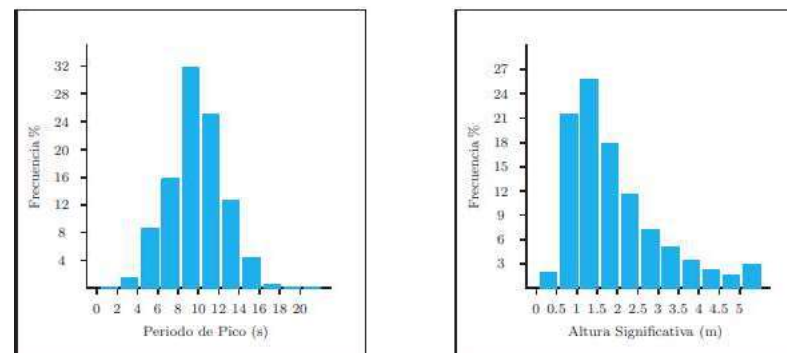


Figura 87. Serie de períodos pico y Hs medias respecto a la frecuencia con la que se han observado, entre los años 1990 y 2021. Fuente: Puertos del Estado

También se puede analizar el oleaje por meses. En la misma página de Puertos del Estado se puede generar una tabla en la que se indican las alturas del oleaje máximas junto con su dirección y período pico, observadas en años concretos por meses. A modo de ejemplo se ha generado la tabla del año 2021 (Figura 88), de la que se puede extraer que en los meses estivales y primaverales tanto las alturas de ola significativa como sus períodos pico son en general inferiores a los datos observados en los meses de invierno y otoño.

Mes	Altura Significante (m)	Dir °	Periodo de Pico (s)
Enero	9.92	292	13.27
Febrero	7.8	289	14.28
Marzo	6.81	306	16.66
Abril	2.56	331	7.66
Mayo	5.5	305	11.85
Junio	4.22	287	7.97
Julio	3.69	294	10.55
Agosto	3.78	300	11.11
Septiembre	3.49	308	9.48
Octubre	5.82	287	10.58
Noviembre	6.75	332	11.72
Diciembre	7.58	287	12.49

Figura 88. Hs junto su dirección y período pico, por meses, en el año 2021. Fuente: Puertos del Estado

Si se quiere determinar la dirección de este oleaje medio, el mismo informe climático proporciona la rosa del oleaje anual, donde se indica proporcionalmente las direcciones observadas de las diferentes alturas de ola (Figura 89). Con esta gráfica se puede determinar que el oleaje proviene de forma predominante del noroeste. Esto tiene sentido ya que el noroeste es la zona con mayor fetch sobre nuestra boya (Figura 90). Es decir, en esta dirección el viento puede recorrer mayores distancias sin toparse con ningún obstáculo terrestre, provocando una mayor crecida del oleaje en esta dirección.

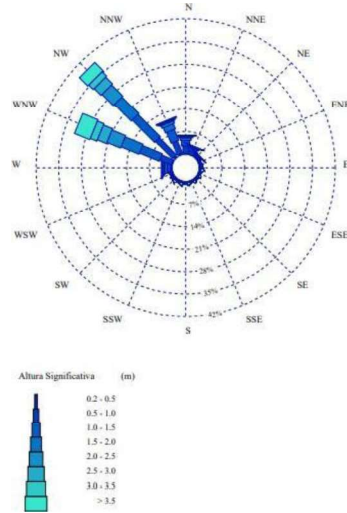


Figura 89. Rosa del oleaje anual del régimen medio, con los datos recogidos entre 1990 y 2023. Fuente: Puertos del Estado

RÉGIMEN EXTREMAL

El informe del régimen extremal recoge los datos observados durante los temporales, donde la altura de ola adquiere valores excepcionales. Aunque estas situaciones son poco frecuentes, es muy importante atender a estos datos, pues con ellos se deben diseñar las infraestructuras portuarias asegurando la seguridad y la operatividad de los puertos en todo momento. Por ello, a la hora de proyectar una obra portuaria se extrae del régimen extremal la altura de diseño, de modo que la infraestructura pueda soportar la acción de temporales que tengan una altura menor o igual a esta altura de diseño.

Como se ha visto en el apartado *DESCRIPCIÓN DEL PUERTO*, el dimensionamiento en el presente trabajo se hará para una vida útil de 50 años.

Al igual que en el informe climático del régimen medio, la Boya Bilbao-Vizcaya proporciona en su informe del régimen extremal una la rosa del oleaje con las direcciones que tiene este (Figura 91), cuya dirección es semejante a la del oleaje en régimen medio.

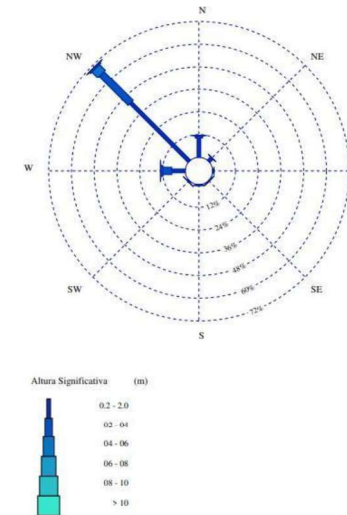


Figura 91. Rosa del oleaje anual del régimen extremal, con datos recogidos entre 1990 y 2023. Fuente: Puertos del Estado



Figura 90. Zona de mayor fetch para el oleaje registrado en la boya. Fuente: elaboración propia sobre imagen de Google Earth

También se ha extraído de este informe la altura de ola ajustada para cada dirección relevante de la serie histórica, junto a su período pico. Se podría realizar con los datos aportados por la serie escalar completa (Figura 92), pero de esta forma no se estarían teniendo en cuenta el factor de direccionalidad asociado a estas mediciones. Para tener en cuenta este factor se puede aplicar a los valores de la serie escalar completa el coeficiente de direccionalidad.

No obstante, dado que el propio informe recoge los resultados ajustados para cada una de las direcciones predominantes, y que además las series analizadas comprenden el mismo período (y por tanto, no hay mayor cantidad de mediciones entre ambas series de datos), se emplearán estos resultados direccionales directamente.

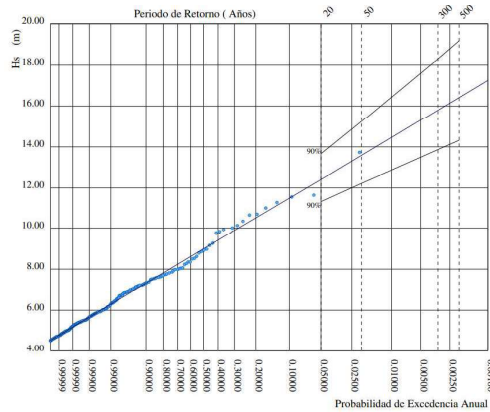


Figura 92. Gráfica del régimen extremal escalar, de la serie analizada entre el 1990 y el 2023. Fuente: Puertos del Estado

A continuación, se pasará a analizar los datos del oleaje en régimen extremal direccional para cada una de las direcciones predominantes: Norte, Oeste y Noroeste.

Sector direccional Norte

Atendiendo al oleaje que proviene de la dirección Norte, el informe proporciona la siguiente gráfica (Figura 93), donde se aproxima de forma lineal con los datos extremales observados las alturas máximas de oleaje que se pueden dar en esta dirección. La Hs se representa en base a la probabilidad de excedencia anual, la cual es inversamente proporcional al número de años necesarios que se prevé que pasarán para que se de esta altura (período de retorno).

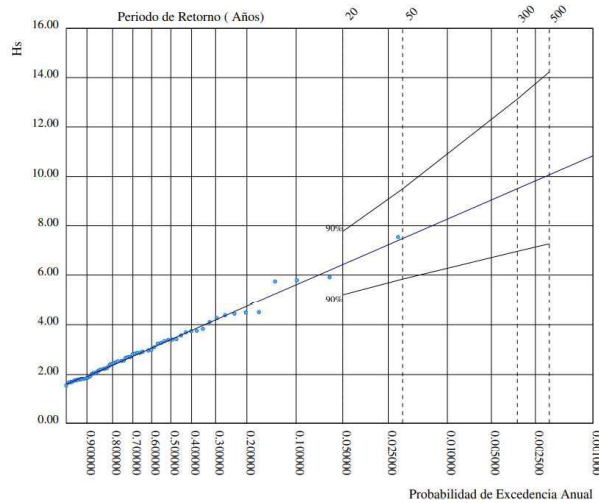


Figura 93. Gráfica del régimen extremal direccional Norte, de serie analizada entre el 1990 y el 2023. Fuente: Puertos del Estado

Como se puede observar, para un período de retorno de 50 años (con Probabilidad de Excedencia Anual 0.02), la banda superior asociada al percentil 90 da una altura de ola significativa de 9.50m.

Para cada altura de ola significativa, el período pico asociado se puede obtener aplicando la fórmula proporcionada por este mismo informe, que relaciona la altura de ola significativa con el período pico (2). Aplicándola para la altura de ola de 9.5m, se obtiene un período pico de 11.91 segundos.

$$T_p = 5.18 H_s^{0.37} \quad (2)$$

Sector Direccional Oeste

Otra dirección importante de procedencia del oleaje recogido por la boya es la dirección Oeste, de la cual se tiene una gráfica diferente (Figura 94). A través de esta se puede determinar que, con un período de retorno de 50 años, la altura de ola significativa asociada al percentil 90 se estima en 14.50m.

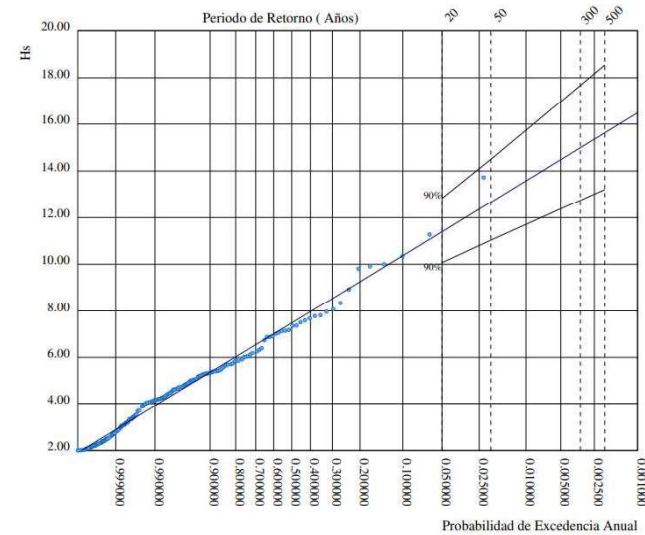


Figura 94. Gráfica del régimen extremal direccional Oeste, de serie analizada entre el 1990 y el 2023. Fuente: Puertos del Estado

De nuevo, el informe proporciona la fórmula ajustada para este sector direccional, la cual relaciona el período pico con la altura de ola significativa asociada (3). Aplicando esta, se obtiene un período pico de 16.06 asociado a Hs=14.50m.

$$T_p = 6.30 H_s^{0.35} \quad (3)$$

Sector Direccional Noroeste

Por último, el informe del régimen extremal también proporciona la gráfica de otra dirección predominante del oleaje, en este caso del Noroeste (Figura 95). En este caso, la altura de ola significativa asociada al percentil 90 para un período de retorno de 50 años es de 13.82m.

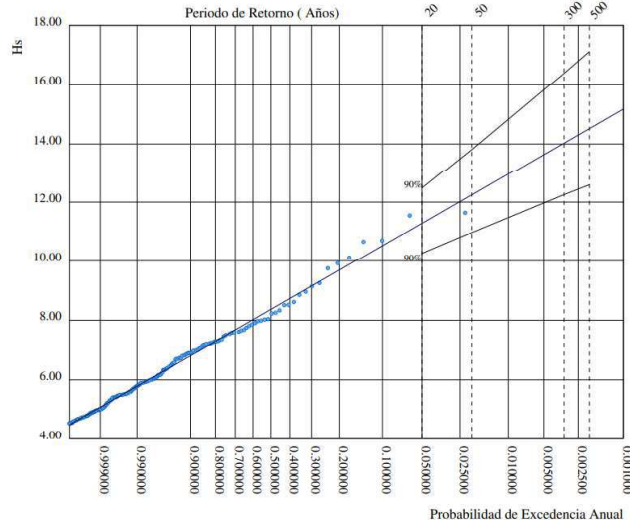


Figura 95. Gráfica del régimen extremal direccional Noroeste, serie analizada entre el 1990 y el 2023. Fuente: Puertos del Estado

Para este sector direccional también se da la fórmula que relaciona el período pico con la altura de ola significativa (4). En este caso, para $H_s = 13.82$ m, el período pico asociado es de 15.48 segundos.

$$T_p = 8.46 H_s^{0.23} \quad (4)$$

Esta información del régimen extremal direccional será la que se empleará para calcular la altura de ola significativa que puede llegar a afectar al dique de abrigo del puerto de Bermeo. Los datos vistos en este apartado se corresponden al oleaje registrado en aguas profundas, pero para determinar el oleaje que realmente puede llegar a pie de dique se deben aplicar los coeficientes de refracción y asomeramiento, ya que el oleaje se transforma a medida que avanza hacia la costa debido a estos factores.

De hecho, se han obtenido los datos relativos a las tres direcciones predominantes y no únicamente de la dirección que presenta una mayor H_s en aguas profundas, ya que debido al fenómeno de refracción el oleaje pierde mucha energía tratando de girar su frente. Es por ello que, aunque aparentemente la dirección que presenta una menor H_s sea la dirección Norte, se verá que también pierde muy poca energía debido a la refracción. Esta transformación del oleaje se verá en el ANEJO III: PROPAGACIÓN DEL OLAJE.

RÉGIMEN DE VIENTOS

Para acabar de caracterizar el clima marítimo de la zona, se hará referencia al viento que se suele dar en el sitio de estudio. También se extraerá de la misma Boya Bilbao-Vizcaya el Régimen medio de vientos, analizando la intensidad y la dirección de procedencia de este.

Atendiendo a la dirección de procedencia, el informe muestra rosas de los vientos por estaciones, así como una anual (Figura 96). De esta, se puede extraer que es ligeramente parecida a la rosa del oleaje del régimen medio, siendo la dirección predominante noroeste, y siendo mayor desde el oeste que desde el norte. También se puede observar que las direcciones son más variadas, ya que hay vientos importantes que provienen del este y del sur.

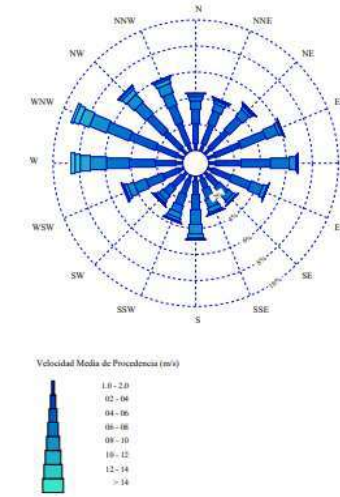


Figura 96. Rosa de los vientos anual, entre el 1990 y el 2023. Fuente: Puertos del Estado

Por otra parte, también se puede extraer una gráfica que muestra la velocidad media de estos vientos (Figura 97). En esta se puede observar que la velocidad suele ser de entre 2 y 8 m/s, llegando de media como mucho a los 16 m/s.

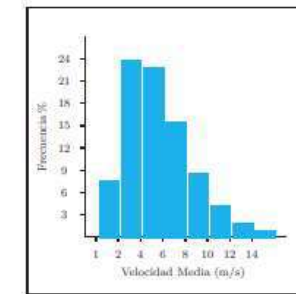


Figura 97. Gráfica de la velocidad media del viento registrado por la boya. Fuente: Puertos del Estado



ANEJO III: PROPAGACIÓN DEL OLEAJE

INTRODUCCIÓN

Con los datos históricos referentes a los cambios en el nivel del mar y la información del régimen extremal recogido por la Boya, se podrá calcular la altura de ola que puede llegar a pie de dique tras aplicar los coeficientes de asomeramiento y refracción.

Será necesario calcular estos coeficientes para conocer la altura de ola que realmente puede llegar con la profundidad que hay a pie de dique, ya que cuando el oleaje se aproxima a la costa se ve afectado por estos factores debido a la disminución de la profundidad y el giro que experimenta el frente del oleaje debido al ángulo que forma este con las líneas batimétricas. Además, se deberá comprobar que esta altura de ola realmente puede llegar a impactar contra el dique, o bien si antes se produce su rotura por fondo.

El cálculo se realizará tanto para las condiciones que se tienen en la actualidad como las que se puede dar en un futuro frente a los diferentes escenarios climáticos.

Por último, se compararán los resultados obtenidos de los coeficientes reductores de la altura de ola, con el valor proporcionado por el ábaco SPM. También se comprobarán estos resultados con el programa Cress, el cual también calcula los coeficientes de asomeramiento y refracción devolviendo la altura de ola máxima que se prevé que puede llegar a impactar sobre el dique de abrigo

COMPROBACIÓN BOYA EN AGUAS PROFUNDAS

Los primeros datos de partida se recogen directamente de la boya Bilbao Vizcaya, que como se ha visto es la más cercana al puerto que recoge información sobre el régimen extremal.

En primer lugar, se comprobará que la boya se encuentra en aguas profundas, ya que para realizar los cálculos posteriores es necesario que los datos de partida sean correspondientes a oleaje en aguas profundas. Para ello se ha mirado en el informe de la boya su profundidad, siendo esta de 600m.

Para esta comprobación se recurre a la ROM 2.0-08, en la cual se indica la condición que debe cumplir, así como las fórmulas para estimar los diferentes parámetros según la profundidad (Figura 98). De la tabla se extrae que si el oleaje está en aguas profundas se debe cumplir que $h/L > 1/2$ (Figura 99). Para aplicar la fórmula se han cogido los datos del oleaje de dirección Oeste, pues es el más desfavorable al tener mayor período del oleaje y para el período de retorno que tiene la obra en cuestión de 50 años.

	Profundidades Reducidas $h/L < 1/20$	Profundidades intermedias $1/20 \leq h/L \leq 1/2$	Aguas profundas $h/L > 1/2$
ONDA PROGRESIVA			
Superficie libre (η)	$\eta = \frac{H}{2} \cos \theta = \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi}{L} \left(x - \frac{2\pi}{T} t \right) \right]$		
Celeridad de la onda ($c = \frac{L}{T}$)	\sqrt{gh}	$\frac{gT}{2\pi} \operatorname{tanh} \left(\frac{2\pi h}{L} \right)$	$\frac{gT}{2\pi}$
Longitud de onda (L)	$\sqrt{gh} \cdot T$	$\frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tanh} \left(\frac{2\pi h}{L} \right)$	$\frac{gT^2}{2\pi}$

Figura 98. Tabla para la obtención de la longitud de onda en función de la profundidad. Fuente: ROM 2.0-08

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = 403m \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{600}{403} = 1.48 > 0.5 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Figura 99. Comprobación de boya en aguas profundas. Fuente: elaboración propia

Como se cumple la comprobación, se puede determinar que la boya se encuentra en aguas profundas y se puede continuar con los cálculos.

COEFICIENTE DE ASOMERAMIENTO (SHOALING)

El oleaje siempre mantiene la misma energía por unidad de tiempo, pero las características del mismo como son la altura de ola, la longitud de onda y la celeridad varían conforme varía la profundidad debido al asomeramiento del oleaje.

En aguas profundas ($h/L > 1/2$), el oleaje tiene una altura, longitud de onda y celeridad constante al no verse afectado por el fondo. Sin embargo, cuando pasa a profundidades intermedias ($1/20 \leq h/L \leq 1/2$), la masa de agua que se encuentra en una zona más profunda se ralentiza, provocando que la ola se incline hacia el sentido de avance (Figura 100), lo cual aumenta la celeridad en la parte superior de la cresta. Para compensar el aumento de energía que supone este aumento en la celeridad, se reduce levemente la longitud de onda y se reduce la altura de la ola.

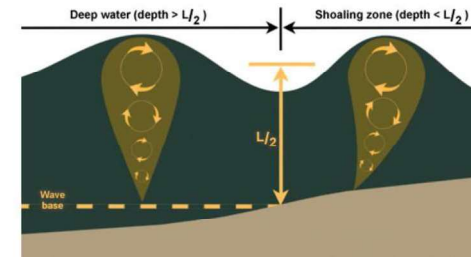


Figura 100. Reducción de la altura de ola al pasar de aguas profundas a aguas intermedias. Fuente: apuntes de Obras Marítimas

El oleaje sigue disminuyendo su altura hasta que se alcanza cierto punto de inflexión en el que el fondo, en vez de disminuir la altura de ola, provoca un resalte repentino en el oleaje. Este resalte provoca un aumento leve de su altura de ola, disminuyendo así la velocidad y la longitud de onda del mismo por compensación de energías. A partir de ese punto de inflexión, a menor profundidad mayor resultará la altura de ola propagada.

Estos cambios en la altura de ola conforme se varía la profundidad, se conoce como asomeramiento del oleaje y el porcentaje que varía en función de la profundidad a la que se encuentra, se puede cuantificar con el coeficiente de asomeramiento.

Para el cálculo de este coeficiente se aplica la ecuación (5), para la cual se necesita conocer la celeridad de grupo en aguas profundas (c_{g0}) y la celeridad de grupo en la profundidad que se quiera calcular (c_g).

$$K_s = \sqrt{\frac{c_{g0}}{c_g}} \quad (5)$$

En primer lugar, se calcula de forma inmediata la celeridad de grupo en aguas profundas mediante la ecuación (6).

$$c_{g0} = \frac{c_0}{2} = \frac{g}{4\pi} T \quad (6)$$

En cuanto a la celeridad de grupo a la profundidad h , se aplica la ecuación (7).

$$c_g = \frac{c}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right] \quad (7)$$

Siendo:

$$c = \frac{L}{T} \quad (8)$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (9)$$

Para el cálculo de estas ecuaciones es necesario obtener el dato de la longitud de onda inicial (L_0) resolviendo la ecuación (10) implícita que da como resultado la longitud de onda en la profundidad definida.

$$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (10)$$

Con estas ecuaciones se puede calcular el coeficiente de asomeramiento para conocer la transformación en la altura que experimentará el oleaje a cualquier profundidad, como se verá en los siguientes apartados.

COEFICIENTE DE REFRACCIÓN

La refracción es un fenómeno que también se produce cuando el oleaje se aproxima a la costa al verse afectado por el fondo, y que depende del ángulo que tiene el frente de oleaje respecto a la orientación de las líneas batimétricas.

En aguas profundas la longitud de onda es constante y, por tanto, los frentes se encuentran paralelos y equidistantes entre sí. Sin embargo, como se ha visto, al acercarse a aguas someras la velocidad y la longitud de onda disminuye en base a la profundidad.

Por tanto, las zonas del frente que se encuentran a mayor profundidad viajan a mayor velocidad, provocando este giro del mismo, el cual tiende a posicionarse paralelo a las líneas batimétricas (Figura 101). Por

tanto, a mayor ángulo forme el frente con las líneas batimétricas, mayor energía invertirá en girar, perdiendo así altura de ola.

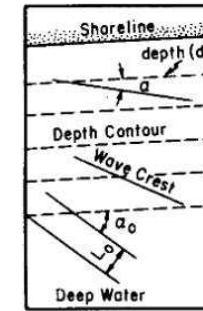


Figura 101. Giro del frente del oleaje provocado por el fenómeno de la refracción. Fuente: SPM (1984)

Para el cálculo de este coeficiente debe suponerse una batimetría recta y paralela a la costa.

Para conocer cómo se ve afectado el oleaje por este coeficiente se debe aplicar la Ley de Snell, la cual relaciona el ángulo del frente de oleaje en aguas profundas (α_0) y su celeridad (c_0), el ángulo de este frente tras verse alterado a cierta profundidad (α) con la celeridad a esta misma profundidad (c). Esto se ve en la ecuación (11).

$$\frac{c_0}{\sin\alpha_0} = \frac{c}{\sin\alpha} \quad (11)$$

El ángulo α_0 es conocido sabiendo la dirección del oleaje que se quiere calcular, y la c también se puede obtener con la fórmula (8). El cálculo de los dos factores que faltan se realiza con las ecuaciones (12) y (13).

$$c_0 = \frac{L_0}{T} = \frac{g}{2\pi} T \quad (12)$$

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{c}{c_0} \sin\alpha_0\right) \quad (13)$$

Con todo, quedan expuestas las fórmulas para la obtención de ambos coeficientes, los cuales se calcularán en los siguientes apartados.

PROFUNDIDAD A PIE DE DIQUE

Para realizar los cálculos a lo largo del anejo se deberá conocer la profundidad a pie de dique, pero esta no siempre es la misma debido a las mareas y a la propia disposición del fondo. A priori se podría pensar que una menor profundidad a pie de dique será siempre más desfavorable, puesto que para un mismo período pico y una misma altura de ola significativa en aguas profundas, se ha obtenido una altura de ola significativa que llega a pie de dique mayor cuanto menor es profundidad (Figura 105).

Sin embargo, ya se ha visto que esto no siempre es así en el apartado *COEFICIENTE DE ASOMERAMIENTO (shoaling)*. Además, las variaciones de la profundidad a pie de dique por tramos del mismo y por el efecto de la marea son muy pequeñas para que el cambio en la altura de ola sea relevante.

En cambio, sí resulta bastante significativo el cambio en el caudal de rebase a medida que aumenta la profundidad debido a la marea, y por muy leve que sea esta variación en la profundidad, influye negativamente en la estabilidad del espaldón, como se verá en el *ANEJO IV: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD*. Por tanto, **se concluye que la situación más desfavorable será cuando haya una mayor profundidad porque coincidirá con la situación de mayor nivel del mar.**

Con todo, se obtendrá la máxima profundidad que se puede encontrar en base al estado de la marea y se tomará esta para realizar los cálculos posteriores, al ser esta la más desfavorable.

Para ello, se ha buscado en el libro *Diques de Abrigo de España (1988)* la información sobre los diferentes tramos del dique, entre la cual aparece la máxima profundidad de cada tramo en BMVE (Figura 102). Se ha encontrado un levantamiento batimétrico más reciente en el cual el tramo 3 presenta 1m menos de profundidad, debido seguramente a la acumulación de sedimentos a pie de dique. Sin embargo, como no se ha encontrado información reciente del resto de tramos y, como se ha comentado, esta variación no influirá significativamente.

DIQUE	CODIGO DE IDENTIFICACION EN PLANTA	DISPOSICION EN PLANTA	LONGITUD (m)	PROFUNDIDAD MAXIMA EN B.M.V.E (m)	COTA DE CORONACION ACTUAL
Dique de Abrigo		Paralelo a la costa	666,30	16,00	
Tramo 1	11	Paralelo a la costa	378,30	12,00	+10,00
Tramo 2	12	Paralelo a la costa	150,00	13,00	+12,50
Tramo 3	13	Paralelo a la costa	140,00	16,00	+13,40

Figura 102. Profundidades a pie de dique de los diferentes tramos. Fuente: *Diques de Abrigo de España (1988)*

Estos datos se tomaron respecto a la bajamar viva equinoccial (BMVE). Sin embargo, entre los datos que ofrece el esquema datum del mareógrafo consultado (Figura 86) y que se han visto en el *ANEJO II: CLIMA MARÍTIMO*, no se encuentra este valor. Por ello se ha supuesto que este es equivalente a la mínima bajamar astronómica (BMMI), la cual es de -9cm respecto al cero REDMAR.

Por otra parte, de este mismo esquema datum se obtiene el máximo nivel observado, de 499cm. Sumando ambos valores, se puede aproximar que el máximo nivel respecto a la BMVE es de 5,1m.

Este valor se ha añadido a la profundidad recogida por la Figura 102 obteniendo las profundidades por tramos que se ven en la Figura 103. Puesto que no se tienen datos de la profundidad en el tramo 4 y del morro, no construidos aún cuando se elaboró la tabla, se ha supuesto la misma profundidad que en el tramo 3.

Tramo del dique	hd,max (m)
TRAMO 1	17.10
TRAMO 2	18.10
TRAMO 3	21.10
TRAMO 4	21.10
MORRO	21.10

Figura 103. Profundidad máxima a pie de dique en los diferentes tramos. Fuente: *elaboración propia*

DIRECCIÓN PREDOMINANTE DEL OLEAJE

En el *ANEJO II: CLIMA MARÍTIMO* se ha visto que la boya de Bilbao-Vizcaya da los datos de oleaje en las tres direcciones predominantes: Norte, Oeste y Noroeste. En un principio se podría pensar que la dirección predominante es el Oeste dado que tiene una mayor Hs en aguas profundas. Sin embargo, hay que tener en cuenta el posicionamiento del puerto y la transformación del oleaje que experimenta hasta llegar a pie de dique.

De hecho, aunque el Oeste sea la dirección predominante en aguas profundas, la posición del puerto junto al cabo de Matxitxako hace que este impida que llegue el oleaje de esta dirección (ver Figura 4). Por tanto, ahora hay que ver cuál de las direcciones restantes, Norte o Noroeste, produce una mayor altura de ola a pie de dique.

Para ello se deben aplicar los coeficientes de asomeramiento y refracción a los datos recogidos por la boya en aguas profundas. Estos cálculos se han realizado para cada tramo del dique, dado que la variación de la profundidad produce un cambio de la altura de ola, aunque este cambio es muy leve.

Tramo del dique	Dirección	Hs0(m)	Tp (s)	hd,max (m)	θ0 (°)	Lo (m)	L (m)	k (m-1)	1=	c0 (m2)	c (m/s)	cg (m/s)	Ks	α0 (rad)	α (rad)	Kr
TRAMO 1	NW	13.82	15.48	17.10	75	373.99	190.82	0.03	1.00	12.08	12.33	11.20	1.04	1.31	0.52	0.55
	N	9.50	11.91	17.10	30	221.65	141.80	0.04	1.00	9.30	11.90	10.11	0.96	0.52	0.33	0.96
TRAMO 2	NW	13.82	15.48	18.10	75	373.99	195.74	0.03	1.00	12.08	12.65	11.42	1.03	1.31	0.53	0.55
	N	9.50	11.91	18.10	30	221.65	145.13	0.04	1.00	9.30	12.18	10.25	0.95	0.52	0.33	0.96
TRAMO 3	NW	13.82	15.48	21.10	75	373.99	209.46	0.03	1.00	12.08	13.53	12.02	1.00	1.31	0.57	0.55
	N	9.50	11.91	21.10	30	221.65	154.26	0.04	1.00	9.30	12.95	10.60	0.94	0.52	0.36	0.96
TRAMO 4	NW	13.82	15.48	21.10	75	373.99	209.46	0.03	1.00	12.08	13.53	12.02	1.00	1.31	0.57	0.55
	N	9.50	11.91	21.10	30	221.65	154.26	0.04	1.00	9.30	12.95	10.60	0.94	0.52	0.36	0.96
MORRO	NW	13.82	15.48	21.10	75	373.99	209.46	0.03	1.00	12.08	13.53	12.02	1.00	1.31	0.57	0.55
	N	9.50	11.91	21.10	30	221.65	154.26	0.04	1.00	9.30	12.95	10.60	0.94	0.52	0.36	0.96

Figura 104. Resultados de los coeficientes Ks y Kr. Fuente: *elaboración propia*

Para la obtención del ángulo de incidencia para calcular el coeficiente de refracción, la dirección de las líneas batimétricas se ha tomado de la Figura 28.

Los resultados de los coeficientes de asomeramiento (Ks) y refracción (Kr) obtenidos se pueden ver en la Figura 104. Una vez se tienen estos, se puede calcular la altura de ola significativa que llega a pie de dique, multiplicando ambos por la altura de ola en aguas profundas. Realizando estas operaciones se obtienen los resultados que se pueden ver en la Figura 105.

Tramo del dique	Dirección	Hs0(m)	Tp (s)	hd,max (m)	Ks*Kr	Hscale (m)	Hrot (m)	Hs (m)
TRAMO 1	NW	13.82	15.48	17.10	0.57	7.83	13.34	7.83
	N	9.50	11.91	17.10	0.92	8.71	13.34	8.71
TRAMO 2	NW	13.82	15.48	18.10	0.56	7.79	14.12	7.79
	N	9.50	11.91	18.10	0.91	8.66	14.12	8.66
TRAMO 3	NW	13.82	15.48	21.10	0.56	7.69	16.46	7.69
	N	9.50	11.91	21.10	0.90	8.55	16.46	8.55
TRAMO 4	NW	13.82	15.48	21.10	0.56	7.69	16.46	7.69
	N	9.50	11.91	21.10	0.90	8.55	16.46	8.55
MORRO	NW	13.82	15.48	21.10	0.56	7.69	16.46	7.69
	N	9.50	11.91	21.10	0.90	8.55	16.46	8.55

Figura 105. Resultados de la altura de ola significativa Hs. Fuente: *elaboración propia*

Una vez realizados los cálculos, se puede determinar que **la dirección predominante del oleaje a pie de dique es el Norte**, aunque pudiera parecer lo contrario por la altura que tenían los oleajes de ambos sectores en aguas profundas.



Esto se debe al ángulo con el que incide el oleaje en cada dirección, que se ve reflejado en el coeficiente de refracción como se ha visto en el apartado anterior. Dado que el frente que proviene del Noreste forma un gran ángulo de 75° con las líneas batimétricas. Es por ello que si proviene de esta dirección el frente debe perder mucha energía girándose, disminuyendo notablemente la altura del oleaje.

Por otra parte, se ha calculado la altura de ola de rotura (H_{rot}) como se puede ver en la Figura 105. Aproximadamente, se puede determinar que el oleaje rompe por fondo cuando la ola tiene una altura del 78% de la profundidad, por ello se calcula como se ve en la ecuación (14). En este caso, dado que la profundidad a pie de dique es elevada, la altura de ola calculada es menor. Sin embargo, si la profundidad fuera inferior y/o la altura de ola propagada fuera mayor, la ola podría romper por fondo antes de llegar con la altura calculada a pie de dique.

$$H_{rot} \approx 0.78 \times h \tag{14}$$

ALTURA DE OLA SIGNIFICATIVA A PIE DE DIQUE

A lo largo de los anteriores apartados desarrollados en el presente anejo, ya se han visto los cálculos necesarios para la obtención de la altura de ola ponderada. Este cálculo se ha realizado por tramos, aunque como se ha visto, la variación es muy pequeña en función de la profundidad. No obstante, ya que el cálculo está hecho así, se aprovecharán los resultados obtenidos para asignar a cada tramo la H_s que le corresponde. Estos resultados que se utilizarán en los cálculos posteriores se ven en la Figura 106.

Sin embargo, aunque en los diferentes escenarios climáticos también se prevé una variación en la profundidad a pie de dique, no se ha considerado relevante calcular la altura de ola significativa teniendo en cuenta esta variación. De echo, a mayor profundidad, menor H_s resulta.

Además, la variación que se prevé en el peor de los escenarios es de 1m (Figura 79), mientras que con una variación de profundidad de 4m entre el tramo 1 y el morro, la H_s únicamente varía en 0.11m.

Tramo del dique	Dirección	H_{s0} (m)	H_s (m)
TRAMO 1	N	9.50	8.71
TRAMO 2	N	9.50	8.66
TRAMO 3	N	9.50	8.55
TRAMO 4	N	9.50	8.55
MORRO	N	9.50	8.55

Figura 106. Altura de ola significativa que se empleará en cálculos posteriores en cada tramo. Fuente: elaboración propia

COMPROBACIÓN DE RESULTADOS CON ÁBACO SPM

El Shore Protection Manual (SPM) de 1984 proporciona una serie de ábacos que se han usado ampliamente para el diseño de puertos alrededor del mundo. Hoy en día, aunque los métodos han evolucionado, se siguen usando estos para dar un orden de magnitud durante el predimensionamiento.

Uno de estos ábacos, proporciona el coeficiente de atenuación (K_p) en función del ángulo de incidencia del oleaje, el período y la profundidad a la cual se quiere calcular el coeficiente (Figura 107).

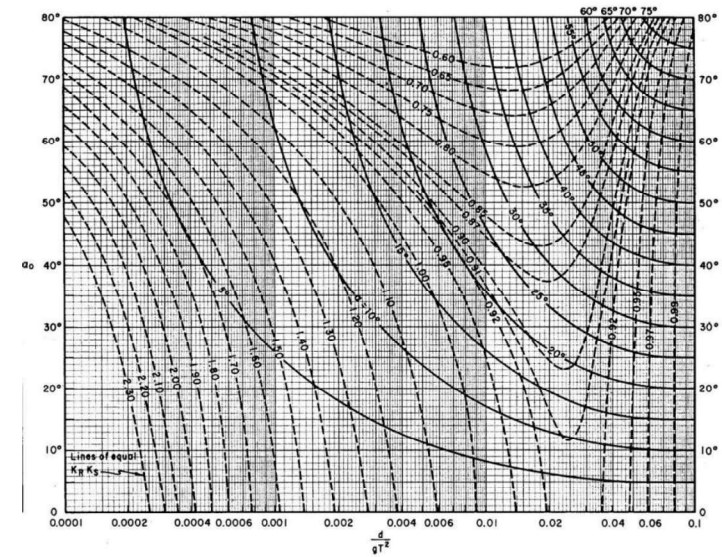


Figura 107. Ábaco para la obtención de K_p . Fuente: SPM (1984)

Aplicando este ábaco en el Tramo 3, se han obtenido los resultados de la Figura 108. Como se puede ver, los resultados son muy parecidos a los obtenidos mediante la formulación anterior, siendo el valor en dirección Norte idéntico. El único inconveniente que se ha visto aplicando este ábaco ha sido que el resultado de la altura de ola significativa del Noroeste es algo menor, quedando del lado de la inseguridad. Sin embargo, la variación en este caso es ínfima.

Comprobación con ábaco SPM del Tramo 3							
Dirección	H_{s0} (m)	T_p (s)	hd max (m)	θ (°)	$d/g/T^2$	K_p	H_s Ábaco SPM (m)
NW	13.82	15.48	21.10	75	0.00898	0.55	7.60
N	9.50	11.91	21.10	30	0.01515	0.90	8.55

Figura 108. Resultados de H_s obtenidos con el ábaco del SPM. Fuente: elaboración propia.

COMPROBACIÓN DE RESULTADOS CON CRESS

Cress.nl es una web desarrollada por el Ministerio de Infraestructura y Medioambiente de los Países Bajos, la Universidad de Delft y la UNESCO, a través de la cual se pueden realizar gran variedad de cálculos relacionados con la ingeniería costera.

En la propia web se indica que, pese a ser una herramienta de apoyo muy útil, no se asegura la total fiabilidad de los datos obtenidos. Es por ello que se ha utilizado a modo de comprobación, pero los cálculos se han realizado mediante la formulación anterior.



Cress trabaja con el período del oleaje medio que supone, aproximadamente, el 80% del período pico, como se ve en la ecuación (15). Es por ello que para realizar esta comprobación se ha debido calcular previamente. Los resultados del período del oleaje medio se ven en la Figura 109.

$$T_m \approx 0.8 \times T_p \quad (15)$$

A través de esta página se han obtenido los resultados que se ven en la Figura 109 para el Tramo 3. En este caso, el resultado en ambas direcciones es inferior, aunque tampoco hay una gran diferencia.

Comprobación con Cress del Tramo 3							
Dirección	Hs0(m)	Tm (s)	hd max (m)	θ_0 (°)	Ks	Kr	Hs Cress (m)
NW	13.82	12.38	21.10	75	0.94	0.58	7.63
N	9.50	9.53	21.10	30	0.91	0.97	8.45

Figura 109. Resultados con Cress.nl para el Tramo 3. Fuente: elaboración propia

También cambian los resultados de los coeficientes de asomeramiento y refracción por separado, ya que con la formulación empleada el Ks se acerca más a la unidad, mientras que Kr ha dado menor con los cálculos. No se ha podido detectar la razón de esta diferencia dado que no se conoce el método que utiliza Cress, pero sí se puede determinar que el resultado global es semejante con ambos métodos.



ANEJO IV: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

INTRODUCCIÓN

A lo largo del presente anejo se comprobará la estabilidad del espaldón, verificando que no se produce el vuelco y/o el deslizamiento del mismo, y también se verificará si la tasa de rebase puede producir daños en la zona del trasdós del espaldón. Esto último también influye en la estabilidad del mismo, pues si se daña el pavimento del trasdós o el talud interior (según el caso), puede causar socavación en las capas de filtro e incluso en el núcleo, afectando de forma directa a la estabilidad del espaldón.

Por tanto, se verificarán estas tres condiciones de estabilidad, bajo el clima marítimo a las que está expuesto, tanto en la actualidad como en los diferentes escenarios climáticos futuros. Estas comprobaciones se realizarán por separado para cada parte del espaldón en los diferentes tramos y en el morro.

Estas verificaciones se han realizado basándose en caudal de rebase que se espera en función de varios factores que afectan a este valor. Únicamente calculando el valor de este caudal, se puede determinar si se esperan daños al trasdós del espaldón y también se pueden calcular las fuerzas que actúan sobre el espaldón, viendo si sometido a estas el espaldón cumple con la comprobación frente a vuelco y deslizamiento.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE REBASE

La formulación que se empleará para el cálculo del caudal de rebase, se ha extraído del documento "Fórmula explícita de rebase del oleaje para diques en talud con espaldón utilizando datos derivados de la red neuronal CLASH" (2015), redactado a partir de los estudios realizados por Jorge Molines y Josep R. Medina. Esta consiste en un nuevo estimador de rebase denominado Q6, el cual se basa en 16 parámetros y está destinado al cálculo para diques en talud con espaldón en su coronación, como es este caso.

En primer lugar, se ha comprobado que las características del dique se encuentran dentro de los rangos de aplicación establecidos. Para ello se han tomado los datos del Tramo 3 en el escenario actual, dado que tiene unos valores medios en relación al resto de tramos y escenarios. Los resultados de la Figura 110, demuestran que se cumplen todos ellos, por lo que se continuará el cálculo basándose en esta formulación.

COMPROBACIÓN DEL CUMPLIMIENTO DE RANGOS DE APLICACIÓN DE LA FÓRMULA			
nº	Variable	Rango	Resultado
1	Rc/Hm0	0.52–3.75	1.02
2	lr	1.65–7.21	2.91
3	Rc/h	0.09–1.34	0.41
4	Gc/Hm0	0.00–3.50	0.29
5	Ac/Rc	0.38–1.38	0.91
6	Bt/Hm0	0.00–15.9	0.00
7	ht/Hm0	1.45–17.5	2.46

Figura 110. Comprobación de los rangos de aplicación. Fuente: elaboración propia con datos de J.Molines y J.R.Medina

La fórmula general para el cálculo del estimador Q6 es la (16). Esta depende por una parte de varios parámetros λ_x , los cuales se calculan con las fórmulas entre la (17) y la (21), con los parámetros a_1 y b_1 que se extraen de la Figura 111, de factores relacionados con las propias características de la sección del dique (Figura 112) y del clima marítimo al que se ve expuesto. Por su parte, los coeficientes γ_f y γ_β dependen del tipo de piezas y nº de capas dispuestas en el manto (ver Figura 113) y del ángulo con el que incide el frente del oleaje sobre el dique (22), respectivamente.

$$Q = \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} \right) = Q6 = \exp \left(\lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \lambda_5 \cdot \lambda_6 \left[a_1 + b_1 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right] \right) \tag{16}$$

Order (j)	a_j	b_j	c_j	d_j
1	-1.6	-2.6	0	0
2	1.20	-0.05	0	0
3	1.0	2.0	-35	0
4	0.85	0.13	0.95	0
5	0.85	0.15	0	0
6	1.2	-0.5	1	1

Figura 111. Parámetros a_j , b_j , c_j y d_j para el cálculo de Q6. Fuente: J.Molines y J.R.Medina

$$\lambda_2 = a_2 + b_2 \cdot (lr \sqrt{R_c/H_{m0}}) \tag{17}$$

$$\lambda_3 = a_3 + b_3 \cdot \exp(c_3 \cdot R_c/h) \tag{18}$$

$$\lambda_4 = \max[c_4; a_4 + b_4 \cdot G_c/H_{m0}] \tag{19}$$

$$\lambda_5 = a_5 + b_5 \cdot A_c/R_c \tag{20}$$

$$\lambda_6 = \begin{cases} \max[c_6; (a_6 + b_6 \cdot R_c/h)] & \text{if } Bt > 0 \\ d_6 & \text{if } Bt = 0 \end{cases} \tag{21}$$

Por su parte, los parámetros geométricos que se han empleado para estimar el resultado de estas ecuaciones son los que se ven en la Figura 112.

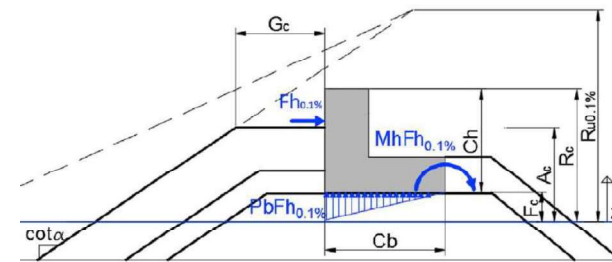


Figura 112. Parámetros de la geometría del dique utilizados para calcular Q6. Fuente: J.Molines et al.

En este caso, al ángulo que forma el frente del oleaje del sector direccional Norte con el cuerpo del dique es de, aproximadamente 169°, por lo que se puede aplicar la fórmula (22), válida siempre que $\beta \leq 60^\circ$. Se ha calculado para olas de cresta larga.

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1 - 0.0077|\beta| & \text{for long-crested waves} \\ 1 - 0.0058|\beta| & \text{for short-crested waves} \end{cases} \text{ valid for } \beta \leq 60^\circ \quad (22)$$

Armor type 2	Overtopping estimator						CLASH NN
	Q_{VM}	$Q_{barlope}$	Q_{SMW}	Q_{JE}	Q_{VMB}	Q_6	
Smooth	1.03	1.03	1.21	1.25	1.01	0.95	1.00
Rock (2L)	0.45	0.53	0.44	0.38	0.47	0.48	0.49
Cube (2L, random)	0.45	0.53	0.44	0.42	0.46	0.51	0.53
Cube (2L, flat)	0.48	0.53	0.51	0.46	0.48	0.52	0.53
Cube (1L, flat)	0.52	0.59	0.53	0.46	0.53	0.55	0.54
Antifer (2L)	0.50	0.57	0.51	0.44	0.50	0.52	0.52
Haro (2L)	0.49	0.54	0.50	0.44	0.49	0.51	0.52
Tetrapod (2L)	0.43	0.52	0.39	0.37	0.43	0.45	0.42
Accropode (1L)	0.48	0.51	0.49	0.42	0.49	0.48	0.48
Core-Loc (1L)	0.46	0.49	0.46	0.36	0.46	0.45	0.46
Xbloc (1L)	0.47	0.49	0.48	0.42	0.47	0.46	0.51
Dolos (2L)	0.41	0.45	0.37	0.36	0.43	0.42	0.32
Cubipod (2L)	0.55	0.57	0.45	0.36	0.57	0.47	0.45
Cubipod (1L)	0.58	0.61	0.46	0.41	0.61	0.48	0.48

Note: (2L) = 2 layers; (1L) = 1 layer.

Figura 113. Factor de rugosidad empleado en ensayos de J.Molines y J.R. Medina, en base al tipo de piezas y nº de capas

Empleando las fórmulas y tablas vistas en este apartado, se han obtenido los resultados del valor Q_6 que se pueden ver en la Figura 114, para cada tramo del dique, tanto en la actualidad como en cada escenario climático del futuro.

Tramo del dique	Escenario	Hm0 (m)	Incremento NMM (m)	Aumento NM* max (m)	hid.más (m)	Cota manto (m)	Cota espaldón (m)	Gc (m)	Rezmin (m)	Ch (m)	Ac.min (m)	lr	X2	X3	X4	X5	λ6 (B/E=0)	vf	yb	Q6
SSP1-2.6	8.71	0.70	5.78	17.78	12.00	12.80	2.50	7.02	11.50	6.22	2.88	1.07	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.87E-03	
SSP2-4.5	8.71	0.80	5.88	17.88	12.00	12.80	2.50	6.92	11.50	6.12	2.88	1.07	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.99E-03	
SSP5-8.5	8.71	1.00	6.08	18.08	12.00	12.80	2.50	6.72	11.50	5.92	2.88	1.07	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	2.25E-03	
TRAMO 2	actual	8.66	-	5.08	18.08	13.00	13.80	2.50	8.72	9.80	7.92	2.89	1.06	1.00	0.95	0.99	1.00	0.51	0.88	6.31E-04
SSP1-2.6	8.66	0.70	5.78	18.78	13.00	13.80	2.50	8.02	9.80	7.22	2.89	1.06	1.00	0.95	0.99	1.00	0.51	0.88	9.75E-04	
SSP2-4.5	8.66	0.80	5.88	18.88	13.00	13.80	2.50	7.92	9.80	7.12	2.89	1.06	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.04E-03	
SSP5-8.5	8.66	1.00	6.08	19.08	13.00	13.80	2.50	7.72	9.80	6.92	2.89	1.06	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.18E-03	
TRAMO 3	actual	8.55	-	5.08	21.08	13.00	13.80	2.50	8.72	9.80	7.92	2.91	1.05	1.00	0.95	0.99	1.00	0.51	0.88	5.95E-04
SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	13.00	13.80	2.50	8.02	9.80	7.22	2.91	1.06	1.00	0.95	0.99	1.00	0.51	0.88	9.22E-04	
SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	13.00	13.80	2.50	7.92	9.80	7.12	2.91	1.06	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.04E-03	
SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	13.00	13.80	2.50	7.72	9.80	6.92	2.91	1.06	1.00	0.95	0.98	1.00	0.51	0.88	1.11E-03	
TRAMO 4	actual	8.55	-	5.08	21.08	14.00	16.05	3.00	10.97	14.05	8.92	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	1.74E-04
SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	14.00	16.05	3.00	10.27	14.05	8.22	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	2.67E-04	
SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	14.00	16.05	3.00	10.17	14.05	8.12	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	2.84E-04	
SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	14.00	16.05	3.00	9.97	14.05	7.92	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	3.21E-04	
MORRO	actual	8.55	-	5.08	21.08	14.00	16.05	3.00	10.97	14.05	8.92	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	1.74E-04
SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	14.00	16.05	3.00	10.27	14.05	8.22	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	2.67E-04	
SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	14.00	16.05	3.00	10.17	14.05	8.12	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	2.84E-04	
SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	14.00	16.05	3.00	9.97	14.05	7.92	2.91	1.04	1.00	0.95	0.97	1.00	0.51	0.88	3.21E-04	

Figura 114. Resultados del estimador Q_6 para los diferentes tramos y escenarios climáticos. Fuente: elaboración propia

Para el cálculo, se han empleado los valores de profundidad máxima a pie de dique (más desfavorable), obtenida para la actualidad conforme se ha visto en el ANEJO III: PROPAGACIÓN DEL OLEAJE, y para escenarios futuros sumando a esta el incremento en el NMM que se prevé en cada uno de ellos.

En cuanto a las características geométricas como el francobordo (R_c) y A_c , se ha tomado su valor mínimo en cada caso, el cual supone la situación más desfavorable para el cálculo del rebase.

Los factores que no se encuentran en la tabla porque son los mismos en todos los tramos y escenarios, pero que también se han utilizado en los cálculos, se resumen en la Figura 115.

α talud (rad)	0.59
T_p (s)	11.91
$T-1,0$ (s)	10.21
p_w (Tn/m3)	1.03
Gravedad (m/s2)	9.81
β (°)	16.00

Figura 115. Otros factores empleados en el cálculo de Q_6 . Fuente: elaboración propia

Una vez obtenido este estimador para todos los casos, la obtención del caudal de rebase se realiza de forma inmediata despejando el mismo de la fórmula (16). Haciendo esta operación, se han obtenido los resultados mostrados en la Figura 116.

Tramo del dique	Escenario	Q_6	q_{reb} (l/s/m)
TRAMO 1	actual	1.20E-03	96.88
	SSP1-2.6	1.87E-03	150.13
	SSP2-4.5	1.99E-03	159.88
	SSP5-8.5	2.25E-03	181.38
TRAMO 2	actual	6.31E-04	50.41
	SSP1-2.6	9.75E-04	77.81
	SSP2-4.5	1.04E-03	82.82
	SSP5-8.5	1.18E-03	93.84
TRAMO 3	actual	5.95E-04	46.62
	SSP1-2.6	9.22E-04	72.25
	SSP2-4.5	9.82E-04	76.95
	SSP5-8.5	1.11E-03	87.29
TRAMO 4	actual	1.74E-04	13.62
	SSP1-2.6	2.67E-04	20.91
	SSP2-4.5	2.84E-04	22.24
	SSP5-8.5	3.21E-04	25.16
MORRO	actual	1.74E-04	13.62
	SSP1-2.6	2.67E-04	20.91
	SSP2-4.5	2.84E-04	22.24
	SSP5-8.5	3.21E-04	25.16

Figura 116. Valores del caudal de rebase obtenidos en cada tramo y escenario. Fuente: elaboración propia

Como se puede ver, el caudal es mucho mayor en los escenarios climáticos que se prevén entre el año 2081 y 2100. De hecho, la diferencia entre el mejor y el peor escenario futuro es menor que la diferencia entre el caudal que se estima en la actualidad y el que se espera en el mejor escenario. De esta forma se comprueba que la profundidad máxima, o lo que es lo mismo, el mayor nivel del mar es claramente la más desfavorable.

Hay que tener en cuenta que el escenario SSP1-2.6 (el mejor) y el SSP2-4.5 estima que en un futuro las emisiones de CO2 a la atmósfera por año serán inferiores a las que hay actualmente (ver Figura 71). Sin embargo, pese a situarse en un mejor escenario, el aumento en el nivel del mar es un proceso lento, por lo que las consecuencias del calentamiento global actual seguirán influyendo en el nivel del mar, aunque se frene la emisión de gases invernadero como se ha visto en el apartado JUSTIFICACIÓN.

ESTABILIDAD DEL ESPALDÓN

Tras realizar los cálculos de caudal de rebase, ya se puede comprobar si el espaldón cumple las diferentes verificaciones de seguridad para asegurar la integridad del mismo. Por un lado, se realizará la verificación de deslizamiento y vuelco del espaldón, y por otro se comprobará si la tasa de rebase supera o no los límites que se establecen para evitar daños al trasdós del espaldón. Este último se deberá comprobar para verificar si el rebase puede provocar o no socavación en la zona del trasdós pudiendo afectar a las capas de filtro o incluso al núcleo, provocando de esta forma la inestabilidad del espaldón al apoyar sobre ellas.

En primer lugar, para las verificaciones para la estabilidad frente al vuelco y al deslizamiento, se emplearán las fórmulas extraídas del estudio *“Estimación de las fuerzas del oleaje sobre muros de coronación a partir de tasas de rebase del oleaje”* (2018), realizado por Jorge Molines, María P. Herrera y Josep R. Medina para calcular los esfuerzos horizontales, verticales y momento que se esperan sobre el espaldón debido a la acción del oleaje.

Estos esfuerzos dependen del estimador de rebase Q_6 visto en el apartado anterior que a su vez depende de otros muchos factores. También dependen directamente de características inmutables como son la aceleración de la gravedad y la densidad del agua, así como de la altura del espaldón. Este último factor es el más determinante en los resultados, pues además de ser determinante para el cálculo directo de estos esfuerzos, también se tiene en cuenta indirectamente a través del estimador Q_6 .

En este estudio, las fórmulas que se proponen para realizar los cálculos son, por un lado, la (23) para calcular la fuerza horizontal provocada por la acción del oleaje, y por otro, la (24) para obtener la fuerza vertical de levantamiento y la (25) para conocer el momento de giro que provoca esta fuerza horizontal. Aplicando estas fórmulas se obtienen los esfuerzos que se recogen en la Figura 117.

$$Fh = \frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)} = 3.6 + 0.6 \cdot \log Q \tag{23}$$

$$Pb = \frac{Pb_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h)} = 4.3 + 0.52 \cdot \log Q \tag{24}$$

$$Mh = \frac{Mh_{0.1\%}}{(\rho g C_h^3)} = 0.7 + 0.11 \cdot \log Q \tag{25}$$

Se puede observar que los valores de las fuerzas son mayores cuanto mayor es la altura del espaldón, pues la superficie sobre la que actúa el oleaje es mayor cuanto mayor altura tiene. O lo que es lo mismo, el esfuerzo que debe absorber este por una misma ola, es mayor cuanto más alta sea la pared que queda expuesta al oleaje.

Una vez obtenidos estos esfuerzos, se puede realizar la comprobación de si el espaldón desliza o vuelca dadas las características del mismo y bajo las condiciones de clima marítimo a las que se ve y se verá expuesto en los diferentes escenarios climáticos.

Para ello se recurre a las fórmulas propuestas por la ROM 0.0-01: (26) y (27), las cuales se basan en el principio de estabilidad que relaciona fuerzas estabilizadoras frente a las desestabilizadoras, viendo de esta forma si las primeras son mayores a las segundas. Por tanto, si esta relación es igual a 1, se puede determinar que no puede haber desequilibrio en el espaldón con las fuerzas consideradas. Además, se puede proponer un coeficiente

de seguridad mayor a 1, para tener una mayor confianza en que las fuerzas desestabilizadoras no superan a las estabilizadoras, como es el caso.

Tramo del dique	Escenario	Ch (m)	Q6	qreb (l/s/m)	Fh (kN/m)	Mh (mkN/m)	Pb (kN/m)
TRAMO 1	actual	11.50	1.20E-03	96.88	1228.50	5791.68	160.78
	SSP1-2.6	11.50	1.87E-03	150.13	1304.37	6111.58	166.50
	SSP2-4.5	11.50	1.99E-03	159.88	1315.27	6157.54	167.32
	SSP5-8.5	11.50	2.25E-03	181.38	1337.11	6249.65	168.97
TRAMO 2	actual	9.80	6.31E-04	50.41	811.02	3292.68	129.84
	SSP1-2.6	9.80	9.75E-04	77.81	865.61	3488.85	134.67
	SSP2-4.5	9.80	1.04E-03	82.82	873.45	3517.02	135.36
	SSP5-8.5	9.80	1.18E-03	93.84	889.16	3573.48	136.75
TRAMO 3	actual	9.80	5.95E-04	46.62	803.51	3265.72	129.18
	SSP1-2.6	9.80	9.22E-04	72.25	858.63	3463.78	134.05
	SSP2-4.5	9.80	9.82E-04	76.95	866.55	3492.23	134.75
	SSP5-8.5	9.80	1.11E-03	87.29	882.41	3549.23	136.16
TRAMO 4	actual	14.05	1.74E-04	13.62	1333.46	7984.67	165.58
	SSP1-2.6	14.05	2.67E-04	20.91	1444.30	8555.69	172.42
	SSP2-4.5	14.05	2.84E-04	22.24	1460.21	8637.68	173.40
	SSP5-8.5	14.05	3.21E-04	25.16	1492.11	8801.99	175.36
MORRO	actual	21.55	1.74E-04	13.62	3137.04	28811.76	253.96
	SSP1-2.6	21.55	2.67E-04	20.91	3397.80	30872.21	264.45
	SSP2-4.5	21.55	2.84E-04	22.24	3435.25	31168.07	265.96
	SSP5-8.5	21.55	3.21E-04	25.16	3510.28	31760.96	268.98

Figura 117. Fuerza horizontal, vertical y momento provocados por la acción del oleaje, en los diferentes tramos y escenarios. Fuente: elaboración propia con fórmulas de J.Molines et al..

$$Z_{d,c} = \frac{\mu (Mg - F_v)}{F_H} \tag{26}$$

$$Z_{c,v} = \frac{Mgs - M_v}{M_H} \tag{27}$$

Este coeficiente de seguridad que deben cumplir las fórmulas ($Z_{d,c}$ y $Z_{c,v}$) para una mayor confianza en que el espaldón es realmente estable, queda recogido en una tabla propuesta por la ROM 0.0-05 (Figura 118). En esta se pueden ver diferentes coeficientes en base a diferentes daños que se pueden producir en el dique como, deslizamiento de piezas en el manto, pérdida de estabilidad tanto global como de la berma, o erosión interna, así como el que se necesita en este caso de comprobación de la estabilidad del espaldón, entre otros.

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo Geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Quasi-Permanentes, F ₁	Fundamentales o Características, F ₂	Accidentales o Sísmicas, F ₃
3.8.4.4	Deslizamiento superficial del manto	I,2	I, I	I
3.5.5 3.5.6 3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad del espaldón: deslizamiento, vuelco y estabilidad global	I,2	I, I	I
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad de la berma	I,3	I, I	I
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad global	I,3	I, I	I
–	Erosión interna	MP	MP	MP
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Rotura del núcleo del dique	I,3	I, I	I
–	Socavación del fondo natural	MP	MP	MP

Figura 118. Coeficientes de seguridad al deslizamiento y vuelco del espaldón. Fuente: ROM 0.0-05

Se puede ver que el coeficiente de seguridad también depende del tipo de combinación de acciones empleada. Sin embargo, no se ha seguido ningún tipo de combinación para las acciones, pues únicamente se tiene la sollicitación producida por el oleaje. Por tanto, quedando del lado de la seguridad, **se tomará como factor de seguridad 1.2 frente al vuelco y el deslizamiento**, siendo este el mayor que se propone para la verificación de la estabilidad del espaldón.

En cuanto a la comprobación de si se producen daños en el trasdós del espaldón debido al caudal de rebase calculado en el apartado anterior, se ha recurrido al Eurotop Manual (2016). Este manual da unos límites de rebase tolerables para defensas portuarias y costeras en función de la protección que tenga el espaldón, la zona en su trasdós o el talud interior del dique.

Hazard type and reason	Mean discharge
	q (l/s/m)
Embankment seawalls/sea dikes	
No damage if crest and rear slope are well protected	50–200
No damage to crest and rear face of grass covered embankment of clay	1–10
No damage to crest and rear face of embankment if not protected	0.1
Promenade or revetment seawalls	
Damage to paved or armoured promenade behind seawall	200
Damage to grassed or lightly protected promenade or reclamation cover	50

Figura 119. Límites de caudal tolerables a partir del cual se producen daños en el espaldón o en el talud interior. Fuente: Eurotop Manual (2018)

En cuanto al estado de protección del trasdós del espaldón, los primeros 200m del tramo 1 se encuentra el Muelle del Norte, por lo que en esta zona no se dispone de talud interior como en el resto de la longitud del dique. Para conocer si se pueden producir daños en esta situación, esta misma tabla da un límite de rebase para el caso de que la zona en el trasdós del espaldón se encuentre pavimentada, como es el caso (Figura 120).

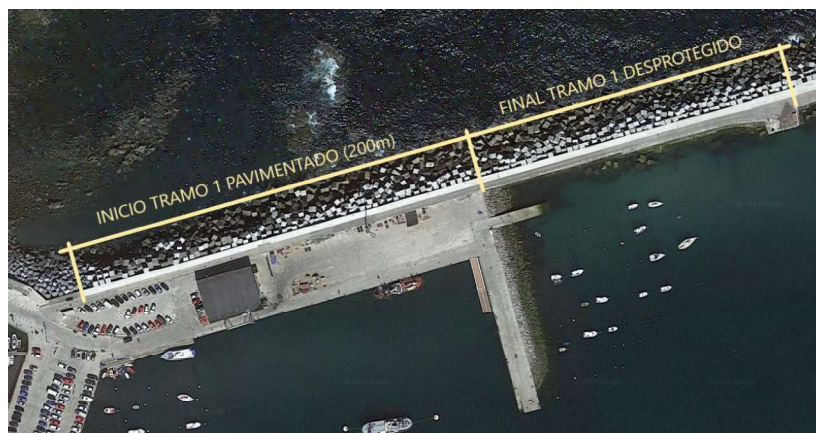


Figura 120. Estado actual del trasdós del tramo 1. Fuente: elaboración propia

En cuanto al resto de tramos se encuentran convenientemente protegidos, ya que se realizó un refuerzo del talud interior recientemente, como se ha visto en el apartado *ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL*.

En este manual también se proponen otras tablas con límites que se deben cumplir en las obras de defensa costera o portuaria en función de si se espera un tráfico de vehículos o peatones al trasdós del espaldón, además de unos límites para asegurar la integridad estructural, tanto de edificios que se encuentren protegidos mediante el dique, como de otros servicios y embarcaciones que se encuentren a unos 5-10m de la pared interior del espaldón. Sin embargo, aunque el dique de abrigo es transitable por peatones y el Muelle del Norte se encuentra al trasdós de los 200 primeros metros de espaldón (Figura 120), disponiendo además de servicios como parquein de vehículos y de una edificación como es la fábrica de hielo, no se han considerado estos límites por las razones que se exponen a continuación.

Respecto al aparcamiento, se puede suponer que está destinado principalmente a pescadores o propietarios de las embarcaciones de recreo, por lo que en caso de haber un temporal que sea lo suficientemente importante como para producir rebases, se descarta que este parquein vayan a utilizarlo para aparcar sus vehículos y coger una embarcación. Por esta misma razón se ha descartado comprobar el límite para el paso de peatones. En cuanto a la fábrica de hielo, ya se ha construido una zona anexa a la actual lonja en Muelle de Matxicorta para albergar esta nueva instalación de este tipo, por lo que esta quedará lejos del trasdós del dique en cuanto se realice su traslado.

Con estas tablas y con los esfuerzos calculados, en los siguientes subapartados se comprobarán que tramos del dique cumplen o no las diferentes comprobaciones para determinar cuáles se deberían reforzar para asegurar la integridad del espaldón.

VERIFICACIÓN FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Para comprobar si el espaldón cumple con la verificación frente a deslizamiento, se ha visto que se emplean las fórmulas propuestas por J.Molines et al. En concreto, en este caso se emplean como fuerza estabilizadora el peso propio del espaldón, y como desestabilizadoras la fuerza horizontal que provoca el oleaje, así como la fuerza vertical provocada por esta misma fuerza horizontal. Por último, se debe recurrir a las comprobaciones de estabilidad propuestas por las ROM para comprobar si la verificación de deslizamiento es mayor a 1.2 o no.

Para realizar esta comprobación, también será necesario asignar un coeficiente de rugosidad (μ) como se puede ver en la ecuación (26). Este factor pondera la rugosidad que existe entre las superficies en contacto: base del espaldón- cimentación de apoyo del mismo o núcleo del dique, según el caso.

Por tanto, este coeficiente dependerá de la rugosidad en la superficie de estos elementos. Para conocer que valor asignarle se ha consultado la ROM 0.5-05, la cual da unos valores del coeficiente de rugosidad a adoptar que, a falta de estudios específicos, se pueden suponer a la hora de diseñar cimentaciones en obras marítimas.

Por ejemplo, para el caso de contacto entre hormigones prefabricados hormigón-hormigón, se da un coeficiente de $\mu=0.7$. Siguiendo con el ejemplo de hormigones prefabricados, si la cimentación del elemento prefabricado se realiza sobre escollera, se disminuye este coeficiente a $\mu=0.625$. De ello se puede deducir que cuando el contacto es sobre escollera en vez de sobre hormigón prefabricado, la fricción es levemente menor

Sin embargo, siendo la cimentación también de escollera, si el elemento que apoya es de hormigón in situ este factor se eleva a $\mu=0.84$, dado que el hormigón in situ produce una mayor fricción sobre el terreno al tener una mayor irregularidad en su superficie, uniéndose de forma más solidaria con el elemento sobre el que se hormigona.

Para el caso más desfavorable, el espaldón del dique de abrigo de Bermeo está cimentado sobre una solera de escollera y mampostería hormigonada al 50%, tanto en el tramo 1 como en el 2. A falta de información, se puede suponer que este ha sido construido in situ, puesto que no tendría sentido logístico, funcional o estético que este fuese prefabricado, con los costes de transporte y manipulación que ello supondría.

Por tanto, el supuesto que más se asemeja al espaldón que se quiere comprobar, es el de elemento de hormigón in situ cimentado sobre escollera, con un $\mu=0.84$. Podría variar levemente en este caso en concreto puesto que la escollera está hormigonada, pasando previsiblemente a ser algo mayor, pero a falta de datos más específicos y por seguridad se tomará este valor como coeficiente de rozamiento.

Con todo, dadas las características actuales del dique y los esfuerzos debidos al oleaje a los que se ve expuesto, ponderando con el coeficiente μ se obtienen los coeficientes que se encuentran en la Figura 121.

										Deslizamiento
Tramo del dique	Escenario	Ch (m)	Be (m)	área sección (m ²)	peso sección por ml (kN)	Xcdg, aprox (m)	Fh (kN/m)	Mh (mKN/m)	Ph (kN/m)	Zd,c
TRAMO 1	actual	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1228.50	5791.68	160.78	1.001
	SSP1-2.6	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1304.37	6111.58	166.50	0.939
	SSP2-4.5	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1315.27	6157.54	167.32	0.931
	SSP5-8.5	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1337.11	6249.65	168.97	0.914
TRAMO 2	actual	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	811.02	3292.68	129.84	1.488
	SSP1-2.6	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	865.61	3488.85	134.67	1.389
	SSP2-4.5	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	873.45	3517.02	135.36	1.376
	SSP5-8.5	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	889.16	3573.48	136.75	1.350
TRAMO 3	actual	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	803.51	3265.72	129.18	1.793
	SSP1-2.6	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	858.63	3463.78	134.05	1.673
	SSP2-4.5	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	866.55	3492.23	134.75	1.657
	SSP5-8.5	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	882.41	3549.23	136.16	1.626
TRAMO 4	actual	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1333.46	7984.67	165.58	1.538
	SSP1-2.6	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1444.30	8555.69	172.42	1.416
	SSP2-4.5	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1460.21	8637.68	173.40	1.400
	SSP5-8.5	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1492.11	8801.99	175.36	1.369
MORRO	actual	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3137.04	28811.76	253.96	1.763
	SSP1-2.6	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3397.80	30872.21	264.45	1.625
	SSP2-4.5	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3435.25	31168.07	265.96	1.607
	SSP5-8.5	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3510.28	31760.96	268.98	1.572

Figura 121. Verificación frente a deslizamiento del espaldón en los diferentes tramos y bajo los diferentes escenarios climáticos con las características del dique actuales. Fuente: elaboración propia

Como se puede observar, todos los tramos del dique cumplen con la verificación frente al deslizamiento, **excepto el tramo 1**. A continuación, se verán los resultados en las otras comprobaciones para determinar si algún otro tramo no cumple con estas, pero lo que es seguro es que se deberán proponer soluciones para mejorar la estabilidad frente al deslizamiento del tramo 1.

VERIFICACIÓN FRENTE AL VUELCO

Esta verificación es muy semejante a la verificación frente al deslizamiento, pues se calcula en base a los mismos esfuerzos recogidos en la Figura 117. En este caso, en vez de las fuerzas repartidas empleadas para comprobar el deslizamiento, se utilizan los momentos que provocan estas mismas fuerzas. Por tanto, se tiene como momento estabilizador el provocado por el peso propio del espaldón, y como momentos desestabilizadores los provocados por el momento de la fuerza horizontal y vertical, respectivamente.

										Vuelco			
Tramo del dique	Escenario	Ch (m)	Be (m)	área sección (m ²)	peso sección por ml (kN)	Xcdg, aprox (m)	Fh (kN/m)	Mh (mKN/m)	Ph (kN/m)	M(Fv(Fh)) (mKN/m)	M(We) (mKN/m)	Zc,v	
TRAMO 1	actual	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1228.50	5791.68	160.78	1039.74	8665.82	1.269	
	SSP1-2.6	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1304.37	6111.58	166.50	1076.71	8665.82	1.206	
	SSP2-4.5	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1315.27	6157.54	167.32	1082.02	8665.82	1.197	
	SSP5-8.5	11.50	9.70	69.02	1624.33	4.37	1337.11	6249.65	168.97	1092.67	8665.82	1.180	
TRAMO 2	actual	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	811.02	3292.68	129.84	787.71	7838.24	1.921	
	SSP1-2.6	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	865.61	3488.85	134.67	817.00	7838.24	1.820	
	SSP2-4.5	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	873.45	3517.02	135.36	821.20	7838.24	1.807	
	SSP5-8.5	9.80	9.10	66.54	1566.08	4.10	889.16	3573.48	136.75	829.63	7838.24	1.780	
TRAMO 3	actual	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	803.51	3265.72	129.18	891.33	10498.55	2.525	
	SSP1-2.6	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	858.63	3463.78	134.05	924.97	10498.55	2.392	
	SSP2-4.5	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	866.55	3492.23	134.75	929.80	10498.55	2.374	
	SSP5-8.5	9.80	10.35	78.36	1844.28	4.66	882.41	3549.23	136.16	939.48	10498.55	2.339	
TRAMO 4	actual	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1333.46	7984.67	165.58	1181.12	15345.77	1.674	
	SSP1-2.6	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1444.30	8555.69	172.42	1229.90	15345.77	1.568	
	SSP2-4.5	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1460.21	8637.68	173.40	1236.90	15345.77	1.554	
	SSP5-8.5	14.05	10.70	110.79	2607.61	4.82	1492.11	8801.99	175.36	1250.93	15345.77	1.526	
MORRO	actual	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3137.04	28811.76	253.96	2993.40	66484.90	2.090	
	SSP1-2.6	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3397.80	30872.21	264.45	3117.00	66484.90	1.956	
	SSP2-4.5	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3435.25	31168.07	265.96	3134.75	66484.90	1.938	
	SSP5-8.5	21.55	17.68	290.50	6837.20	7.96	3510.28	31760.96	268.98	3170.32	66484.90	1.903	

Figura 122. Verificación frente al vuelco del espaldón en los diferentes tramos y en los diferentes escenarios climáticos con las características del dique actuales. Fuente: elaboración propia

Es lógico que como punto para tomar los momentos se ha tomado el extremo interior de la base del espaldón, pues en caso de producirse el vuelco este punto sería el punto alrededor del cual volcaría el espaldón.

Con todo, como se puede observar en la Figura 122, de nuevo **cumplen todos los tramos esta verificación, excepto el tramo 1**. Cabe destacar que el tramo 1 si cumple actualmente, sin embargo en los tres peores escenarios futuros no cumpliría, demostrando de nuevo la gran influencia que tiene el aumento en el nivel del mar en el caudal de rebase y, con ello, en la estabilidad del espaldón.

INTEGRIDAD DEL TRASDÓS DEL ESPALDÓN

Por otra parte, hay que asegurarse de que el rebase no produce daños en el trasdós del espaldón, y esto depende del volumen de agua que supera el espaldón por segundo y por metro del mismo, así como de la protección que se disponga en esta zona. Como se ha visto, en el Eurotop Manual se da un límite de rebase para que no se produzcan daños ni en la coronación del espaldón ni en la zona de apoyo del mismo en su trasdós, aun estando está bien protegida mediante, por ejemplo, un manto interior. Este límite (*No damage if crest and rear slope are well protected*) se puede ver en la Figura 119, de la cual se extrae un límite entre 50 y 200 l/s/m para asegurar que no se producen daños en el talud interior.

En cambio, en esta misma tabla se puede observar que si el espaldón o el talud interior no están convenientemente protegidos, como es el caso del final del tramo 1 (ver Figura 120), el límite en este caso (*No damage to crest and rear face of embankment if not protected*) baja muchísimo, siendo este de un valor máximo de 0.1 l/s/m.

Con esta diferencia entre ambos límites se puede ver la importancia de proteger convenientemente el talud interior del dique frente a los rebases para evitar que estos provoquen socavación en las capas de filtro o incluso en el núcleo sobre el que apoya el espaldón, provocando así la inestabilidad del mismo.

Por su parte, también se ha visto que en esta misma tabla se da un valor límite de caudal de rebase para evitar daños en caso de que la zona al trasdós del dique se encuentre revestida, como es el caso de los primeros 200m del tramo 1 al estar pavimentado (*Damage to paved or armoured promenade behind seawall*). En este caso, esta da un **límite de 200 l/s/m**, como se ve en la Figura 119.

Por tanto, se comprueba si estas tasas se superan en alguno de los tramos, resultando la Figura 123 con los resultados. En esta se puede ver que el tramo 4 y el morro cumplen tanto con las características actuales del clima marítimo como con las que se esperan en los diferentes escenarios climáticos y lo mismo ocurre con el tramo 3 en la situación actual.

Por su parte, tanto el tramo 3 en los escenarios futuros, como el tramo 2 en la actualidad y bajo las condiciones futuras que se esperan debidas al cambio climático, se encuentran dentro del rango (50-200 l/s/m) en el que según el grado de protección del talud interior pueden producirse o no daños. Teniendo en cuenta que el último refuerzo del talud interior en estos tramos se realizó apenas hace un año, y que en ningún caso en estos dos tramos se supera un caudal de 100 l/s/m, encontrándose este bastante más cercano al límite inferior que al superior, no se realizará ninguna actuación sobre estos tramos al cumplir también con la estabilidad frente al vuelco y deslizamiento del espaldón. Sin embargo, cabe añadir que se deberá prestar especial atención en estas zonas y comprobar periódicamente si se han producido movimientos entre las piezas del manto interior debido a los posibles rebases, para poder evitar a tiempo daños mayores en las capas de filtro o en el núcleo.

En cuanto al tramo 1, mientras que en sus primeros 200m sí se cumple con la limitación de 200 l/s/m al estar pavimentado, la parte final (140 últimos metros) de este no cumple de lejos con la limitación de 0.1 l/s/m al estar su talud interior desprotegido, como se puede ver en la imagen de su sección (Figura 24), así como en la imagen del satélite (Figura 120). Por tanto, para mejorar esta situación sí se deberá actuar en el talud interior del final de este tramo.

Tramo del dique	Escenario	Hm (m)	Incremento NMM (m)	Aumento NM*,max (m)	hd,máx (m)	qreb (l/s/m)
TRAMO 1	actual	8.71	-	5.08	17.08	96.88
	SSP1-2.6	8.71	0.70	5.78	17.78	150.13
	SSP2-4.5	8.71	0.80	5.88	17.88	159.88
	SSP5-8.5	8.71	1.00	6.08	18.08	181.38
TRAMO 2	actual	8.66	-	5.08	18.08	50.41
	SSP1-2.6	8.66	0.70	5.78	18.78	77.81
	SSP2-4.5	8.66	0.80	5.88	18.88	82.82
	SSP5-8.5	8.66	1.00	6.08	19.08	93.84
TRAMO 3	actual	8.55	-	5.08	21.08	46.62
	SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	72.25
	SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	76.95
	SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	87.29
TRAMO 4	actual	8.55	-	5.08	21.08	13.62
	SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	20.91
	SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	22.24
	SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	25.16
MORRO	actual	8.55	-	5.08	21.08	13.62
	SSP1-2.6	8.55	0.70	5.78	21.78	20.91
	SSP2-4.5	8.55	0.80	5.88	21.88	22.24
	SSP5-8.5	8.55	1.00	6.08	22.08	25.16

Figura 123. Comprobación de cumplimiento del límite de caudal en cada tramo y para cada escenario climático

Con todo, **se concluye que se deberán proponer alternativas únicamente para reforzar el tramo 1: en sus primeros 200 metros sólo se deberán realizar actuaciones para mejorar la estabilidad frente al vuelco y el deslizamiento del espaldón, y al final de este mismo tramo se deberá reforzar además el manto interior.**

VERIFICACIÓN FRENTE AL HUNDIMIENTO DEL ESPALDÓN EN TRAMOS 3 Y 4

Para realizar esta comprobación, se empleará la formulación propuesta por Terzaghi (1943) para el cálculo de la carga de hundimiento que es de aplicación a las zapatas de cimentación (28) que, en este caso, se empleará aplicándose a la carga de hundimiento que supone el espaldón sobre el núcleo. Esta metodología es similar a la de Brinch Hansen propuesta por la ROM 0.5-05, pero sin tener en cuenta factores de corrección, y dado que no se tienen datos para la obtención de estos, se empleará directamente la fórmula propuesta por Terzaghi (28).

$$q_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c + q' \cdot N_q \quad (28)$$

En cada sumando de esta fórmula se tiene en cuenta uno de los factores que afectan a la comprobación de hundimiento: en el primero se tiene en cuenta el peso específico del terreno (γ') y el ancho de la base del elemento que apoya y del que se quiere comprobar si se puede producir su hundimiento (B), así como la capacidad de carga del mismo (N_γ). En el segundo se tienen en cuenta las características del terreno cohesivo (si lo hubiera) sobre el que apoya, como son la cohesión (c') y su capacidad de carga (N_c). En el último sumando se incluyen las características del terreno que se encuentra a la profundidad sobre la que apoya la cimentación, como son la sobrecarga que este supone (q') y su coeficiente de capacidad de carga (N_q).

En este caso en concreto, el terreno sobre el que apoya será el propio material del núcleo, el cual se compone de escollera como se ha visto en las diferentes secciones transversales de los tramos 3 y 4 (Figura 25 y Figura 26), siendo el del morro similar a estos. Por tanto, el segundo sumando se elimina directamente de la ecuación al no haber cohesión en el material del núcleo. Por otra parte, al nivel sobre el que apoya el espaldón no existe un terreno que pueda producir sobrecarga. Se podría tener en cuenta la sobrecarga que supone el manto interior y exterior, pero se omite añadir la misma quedando del lado de la seguridad, por lo que también se elimina de la ecuación el tercer sumando, quedando para el cálculo la fórmula (29).

$$q_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (29)$$

Hundimiento	
Variable	Valor
Porosidad,esc	0.35
γ_{esc} (tn/m3)	2.50
Anúcleo(m2) = Vnúcleo/m	800.00
Peso,esc (tn/m)	12748.65
Peso,w (tn/m)	2814.51
$\gamma'_{sat,esc}$	19.45
γ'_{esc}	18.43
N_γ	267.80
$q_{espaldón,máx}$ (tn/m)	6837.20
q_h (tn/m)	25540.03

Figura 124. Comprobación de hundimiento del espaldón sobre el núcleo. Fuente: elaboración propia

En cuanto a los valores que se tienen en cuenta en la fórmula, se ha puesto el ancho “B” (menor dimensión), igual a la base del espaldón en el tramo 3, que al ser menor que en el tramo 4 y en el morro, es el más desfavorable. En cuanto al peso específico del terreno, al encontrarse el núcleo bajo el NMM, se ha calculado el peso específico sumergido de la escollera partiendo de un valor de peso específico seco de 2.5 tn/m³. En cuanto a la porosidad, se ha tomado un valor aproximado del 35%, ya que no se conoce exactamente el tipo de roca de la que se compone la escollera.

Cabe destacar que los volúmenes empleados se refieren al volumen de un metro lineal de sección. Con todo, se obtienen los valores de la Figura 124. En esta se puede ver que, **aun comprobando la sección del morro que tiene un mayor peso por metro lineal, se cumple de lejos la comprobación frente al hundimiento.**

En cuanto a los tramos 1 y 2, se tratan de casos particulares, ya que el espaldón apoya sobre hormigón sumergido en el caso del tramo 1 como se puede ver en la Figura 24, y en el tramo 2 apoya sobre bloques de hormigón en masa (Figura 125). Por tanto, en este tipo de sección no calculará el hundimiento, aunque sí se debe comprobar si se produce la rotura de este hormigón como se realiza en el subapartado siguiente.

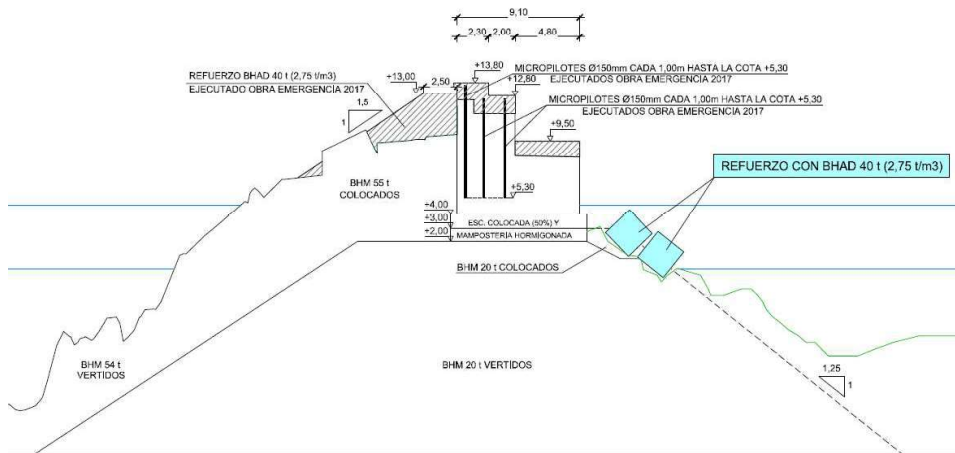


Figura 125. Sección transversal del tramo 2. Fuente: Modificación del Proyecto de Refuerzo del Manto Principal del Dique de Abrigo del Puerto de Bermeo (TYPESA, 2019)

Por tanto, se puede concluir que en este caso no se va a producir el hundimiento del espaldón en los tramos 3 y 4 ni en el morro. A continuación, se pasa a calcular que no se produce la rotura del núcleo en los tramos 1 y 2.

VERIFICACIÓN DE INTEGRIDAD DEL NÚCLEO EN TRAMOS 1 Y 2

Para esta verificación se debe comprobar que la resistencia del hormigón del núcleo es suficiente para que la carga transmitida por el espaldón no supere su resistencia a compresión. Se comprobará la resistencia a rotura en el tramo 1 al ser más desfavorable, ya que su espaldón tiene una mayor sección transmitiendo una mayor carga, y a su vez el núcleo tiene una menor sección y, por tanto, una menor resistencia.

Por una parte, se tiene que el máximo peso que puede transmitir el espaldón es el peso propio en la sección 1, siendo este de unos 1624 kN por metro lineal, que al ser una carga permanente se mayor con un coeficiente de 1.35 para el cálculo, resultando en 2192kN. Por otra parte, se supone para esta comprobación que el hormigón del núcleo tiene una resistencia característica baja de 25MPa, o lo que es lo mismo 16.67 kN/m² de resistencia para el cálculo.

De esta forma se tiene que el núcleo del tramo 1 con un área de su sección de unos 180m², con lo que la resistencia de esta sección multiplicando por la resistencia de cálculo es de unos 3000kN, siendo este valor mayor a la carga transmitida por el espaldón. Como se ha adelantado, si en la sección del tramo 1 se cumple esta comprobación, también se cumplirá en la sección del tramo 2 al ser esta más favorable. Por tanto, se da por hecho que **no se producirá la rotura del núcleo los tramos 1 y 2 debido a la sobrecarga que transmite el espaldón.**

OTRAS VERIFICACIONES

La ROM 0.5-05 establece que para la verificación del espaldón se debe comprobar, a parte de la estabilidad frente al vuelco y al deslizamiento, los modos de fallo “vuelco plástico” y “estabilidad global”. Sin embargo, el talud a lo largo de todo el dique está formado por escolleras de un mínimo de 75 kg y no por todo-uno como suele ser habitual en los diques de abrigo en talud.

Por tanto, se puede considerar que el material que conforma el núcleo no tiene cohesión ni plasticidad, y al no haberla no se puede producirse el vuelco plástico, por lo que no tendría sentido realizar esta comprobación.

En cuanto a la verificación de estabilidad global, pasa algo semejante. Los métodos propuestos por la ROM (método del círculo de rozamiento, ábaco de Taylor, etc) consideran esta comprobación en terrenos puramente cohesivos o granulares con algún tipo de cohesión. Sin embargo, no se ha encontrado ningún método que contemple la pérdida de estabilidad global en terrenos puramente granulares. De esto se deduce que esta comprobación no se realiza sobre taludes formados únicamente por escolleras.

Con todo, se descarta la comprobación de otros modos de fallo que no sean los comprobados en apartados anteriores.



ANEJO V: ESTUDIO DE SOLUCIONES

INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se establecen diferentes alternativas para tratar de solucionar los problemas de estabilidad en el espaldón detectados en el *ANEJO IV: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD*. Como se ha visto en este, el único que no ha cumplido en estas comprobaciones con las características que tiene el dique actualmente es el tramo 1.

Por tanto, este anejo está enfocado a buscar diferentes soluciones que mejorarían esta estabilidad, y posteriormente valorar cada una de estas para establecer la alternativa óptima teniendo en cuenta aspectos económicos, técnicos, medioambientales y sociales.

VARIABLES A CONSIDERAR

En el siguiente apartado se analizan las variables que influyen en el cálculo del caudal y en las verificaciones de estabilidad. Para ello, se tantea cuáles de ellas tienen una mayor influencia para conocer en qué línea se deben enfocar las diferentes alternativas.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL CAUDAL DE REBASE

Como se ha visto en el *ANEJO IV: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD*, se ha empleado el caudal de rebase para determinar las fuerzas que actúan sobre el espaldón. Además, el valor de la tasa de caudal que rebasa el dique está relacionado directamente con la estabilidad al trasdós del espaldón, como se ha visto en ese mismo anejo. Por tanto, una de las variables que influirán en la mejora la estabilidad del espaldón es la reducción del caudal de rebase.

Este caudal depende de muchos factores, que son: la altura y el período del oleaje, la profundidad a pie de dique, la cota y la anchura de la berma del manto, la altura del espaldón, el ángulo que forma el talud, la densidad del agua del mar, el factor de rugosidad de las piezas del manto, el ángulo que forma el talud con el frente del oleaje y el ancho de la berma de pie. Sobre algunos de estos factores no se puede actuar, los cuales son la altura y período del oleaje, la aceleración de la gravedad y la densidad del agua del mar.

Luego hay otros que para poder modificarse sería necesario el desmantelamiento por completo del dique y su reconstrucción, lo cual queda descartado automáticamente al no tener que actuar en todos los tramos del dique y al dejar desprotegidos durante la posible reconstrucción los muelles y servicios que se encuentran en el puerto. Estos son: profundidad a pie de dique y ángulo que forma el talud con el frente del oleaje.

Por otra parte, se ha considerado poner berma de pie. Sin embargo, esto aumenta el caudal de rebase, ya que aumenta levemente la altura de ola calculada. Además, el factor λ_6 (ver (21)) no variaría, pues al calcularlo con una profundidad menor para $B_t > 0$, se sigue obteniendo $\lambda_6 = 1$, valor que ya se había cogido antes para $B_t = 0$.

Con todo, quedan como factores sobre los que se puede actuar y que pueden tener influencia los siguientes:

- Cota del manto
- Anchura de la berma del manto
- Altura del espaldón
- Ángulo del talud
- Factor de rugosidad de las piezas del manto

Se ha realizado la comprobación sobre el Tramo 1 en el estado actual para ver la influencia de cada uno de estos factores sobre el caudal de rebase. Estos resultados se resumen en la Figura 126.

VARIACIÓN DEL CAUDAL					
Factor	valor actual	valor prueba	q actual	q prueba	% de variación
Cota manto	12.00	14.00	96.88	74.30	23.31
Ancho berma manto	2.50	7.00	96.88	93.90	3.08
Altura espaldón	11.50	13.50	96.88	36.33	62.50
Ángulo del talud	33.70	26.57	96.88	78.20	19.28
Rugosidad manto	0.51	0.48	96.88	70.30	27.44

Figura 126. Variación del caudal de rebase en función de los diferentes factores. Fuente: elaboración propia

En vista de los resultados, la variación en la altura del espaldón es el factor que mayor influencia tiene como era de esperar y a priori, parece la opción más simple de llevar a cabo. Sin embargo, aunque disminuya notablemente el caudal de rebase, penaliza mucho frente al deslizamiento y el vuelco como se verá en el siguiente apartado.

En cuanto a las opciones para variar el ancho de la berma del manto, se podría retranquear el espaldón o cambiar el manto, por ejemplo, añadiendo una nueva capa. Por una parte, no tendría mucho sentido realizar esta última solución de forma independiente y además en este caso se debería aumentar el ancho a unos 10m para que realmente tuviera influencia en el caudal de rebase, lo cual es totalmente inviable de realizar únicamente añadiendo mantos. Por otra parte, en cuanto a retranquear el espaldón, en este caso no hay espacio para ello como se puede comprobar en las diferentes secciones de los tramos (Figura 24, Figura 25, Figura 26 y Figura 125).

En cuanto a variar el alto de la berma de manto, aunque si tiene una mayor influencia en el resultado de caudal de rebase y se podría realizar añadiendo una capa en el manto, en este caso no hay espacio para ello ya que si no las piezas del manto superarían la cota del espaldón al haber una diferencia de cota entre este y la berma del manto de 0.8m (Figura 24).

En cuanto al ángulo del talud y la rugosidad del manto, se podrían variar añadiendo más bloques al talud o cambiando el tipo de piezas en el tramo. Sin embargo, estas opciones tienen un coste elevado, por lo que se debe estudiar bien si realmente está justificado llevar a cabo esta solución.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD FRENTE AL VUELCO Y DESLIZAMIENTO

En cuanto a las verificaciones frente al vuelco y el deslizamiento del espaldón, a parte del caudal de rebase que influye directamente en las fuerzas que actúan sobre el mismo, también tiene mucho peso en los cálculos la geometría del espaldón: su alto, ancho de base y peso total.

Como se ha adelantado, aumentar el alto del espaldón penaliza mucho la comprobación a vuelco y deslizamiento. Tanto es así que aumentando sólo en 1m la altura del espaldón en el tramo 1, la verificación frente al vuelco en la actualidad y en el escenario SSP1-2.6 no cumpliría con bastante diferencia (Figura 127), cuando en las condiciones actuales sí cumple (Figura 122).

Tramo del dique	Escenario	Ch	Be	área sección	peso sección	Xcdg (aprox)	Fh	Mh	Pb	Deslizamiento		Vuelco	
										Zd.c	M(Fv(Fh))	M(We)	Zc.v
TRAMO 1	actual	13.5	9.7	70.17	1651.40	4.37	1351.05	6977.62	167.81	0.922	1085.14	8810.22	1.093
	SSP1-2.6	13.5	9.7	70.17	1651.40	4.37	1440.13	7385.91	173.98	0.862	1125.08	8810.22	1.035
	SSP2-4.5	13.5	9.7	70.17	1651.40	4.37	1452.93	7444.58	174.87	0.854	1130.82	8810.22	1.027
	SSP5-8.5	13.5	9.7	70.17	1651.40	4.37	1478.59	7562.18	176.65	0.838	1142.32	8810.22	1.012

Figura 127. Verificación frente a deslizamiento y vuelco aumentando cota de espaldón 1m. Fuente: elaboración propia

Por otra parte, variar el **ancho de la base** del espaldón requeriría operaciones muy complejas al estar cimentado bajo el NMM. Para ello se tendría que, o bien desmantelar el muelle del Norte por completo al encontrarse al trasdós del tramo 1, o bien retirar todas las piezas del manto y volverlas a colocar, con el riesgo que conllevaría al quedarse al descubierto el cuerpo del dique. Por tanto, se descarta esta opción.

Únicamente sería viable variar las dimensiones de las partes que conforman el mismo, pero tratando de no aumentar la cota de coronación para no comprometer la estabilidad frente al vuelco y el deslizamiento. Además, hay que tener en cuenta que una mayor cota de coronación provoca un impacto visual mayor.

En este caso se ha decidido no aumentar la cota de coronación para que las actuaciones a realizar para asegurar la estabilidad sean mínimas. Sin embargo, con esta condición se debe asumir un coste de mantenimiento del talud interior, ya que las tasas de rebase durante los temporales que haya en un futuro serán importantes y el manto interior puede verse afectado. Por tanto, se deberá inspeccionar el estado de este talud interior periódicamente y, en especial, tras los temporales, asegurando la estabilidad del espaldón.

Una vez analizados los factores, se concluye que las variables que más influirán positivamente en la estabilidad y que, por tanto, se analizarán en las diferentes alternativas son: el manto (ángulo del talud, rugosidad, ancho y alto de su berma) y las dimensiones del espaldón sin aumentar la cota de coronación.

Cabe destacar que aumentar el peso del espaldón puede provocar el hundimiento o el vuelco plástico del mismo en caso de que el núcleo se conformara de todo-uno como es habitual. Sin embargo, como se ha visto en la comprobación de hundimiento del espaldón sobre el núcleo en los tramos 3, 4 y el morro, y de integridad del núcleo en los tramos 1 y 2, estas verificaciones se cumplen con creces. Por tanto, ni aun aumentando las dimensiones del mismo al doble de las actuales se estaría cerca del hundimiento del espaldón o de la rotura del núcleo, según el caso.

MATERIALES EMPLEADOS

Como se puede deducir, el material que se empleará en las diferentes soluciones será principalmente el hormigón. Es necesario definir el tipo de hormigón, tanto el que se pondrá de refuerzo en el espaldón como el que compondrá las piezas añadidas en el manto, para poder establecer y valorar las diferentes alternativas. Por esta misma razón, también será necesario definir el tipo de piezas que se colocarán en el manto.

TIPOLOGÍA DE LAS PIEZAS DEL MANTO

Para la obtención de las piezas del manto se ha decidido emplear un hormigón convencional de 2.3 Tn/m³, cuya composición y características se desarrollan en siguiente apartado.

En cuanto a la forma de estas piezas, se va a optar por disponer cubípodos. Esto es porque como se ha visto anteriormente, la rugosidad es un factor importante en la estimación del rebase, con casi un 30% de reducción colocando una capa de cubípodos en comparación a disponer dos capas de bloques.

También ha realizado el cálculo del diámetro nominal que deben tener estas piezas para soportar el oleaje de cálculo, así como las dimensiones que deberían tener las piezas si se disponen cubos en dos capas para comparar los resultados (Figura 128).

Pieza	αtalud (º)	Hs (m)	yr (tn/m3)	yw (tn/m3)	Kd	W Hudson (Tn)	Dn (m)
Cubos (2 capas)	33.69	8.71	2.30	1.03	6	90.08	3.40
Cubípodos (1 capa)	33.69	8.71	2.30	1.03	12	45.04	2.70

Figura 128. Comparación de pesos y diámetro normal entre manto de 1 capa de cubípodos y manto de 2 capas de bloques convencionales. Fuente: elaboración propia

Como se puede observar, se ha obtenido para los cubípodos un resultado de piezas de 2.7m de diámetro nominal, con un peso de unas 45Tn cada una. Mientras que, si se dispusiera de bloques en dos capas, el peso pasaría a ser del doble en cada una, necesitando además un diámetro nominal de 3.4m.

También cabe destacar que la porosidad del manto de cubípodos es baja, pero sin perder estabilidad hidráulica. Esto se debe a que su particular forma crea una gran porosidad en el manto, impidiendo además que las piezas se reordenen perdiendo esta porosidad con el tiempo. Precisamente esta forma particular también es la que permite una gran trabazón entre las piezas, haciendo que aun con una alta porosidad se asegure la estabilidad hidráulica y se evite, por ejemplo, el arrastre superficial de piezas.

Los ensayos a escala reducida de colocación de cubípodos realizados en la UPV (Figura 129), resultaron en un rango de porosidades de estos mantos del 40-43%, teniendo en cuenta que en la primera capa se obtiene una menor porosidad al estar apoyada sobre la capa de filtro. Para la colocación de cubípodos en los apartados siguientes se adoptará una porosidad del 41% al apoyarse sobre cubos convencionales o escolleras de menor tamaño.

Por tanto, a falta de realizar estudios sobre los inconvenientes en el transporte, acopio y facilidad de fabricación de los cubípodos, se supone que es mejor opción colocar este tipo de piezas, tanto por la reducción en volumen de hormigón dada su baja porosidad y peso, como por su menor factor de rugosidad, disminuyendo las tasas de caudal de rebase, y mejorando así la estabilidad del espaldón.

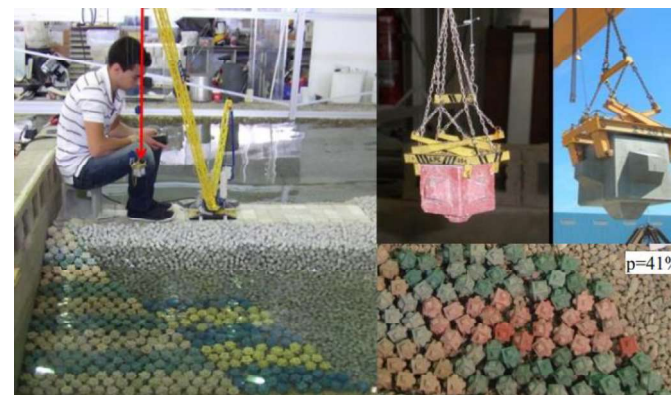


Figura 129. Ensayos a escala reducida de colocación de cubípodos realizados en la UPV. Fuente: cubípod manual

TIPO DE HORMIGÓN

El hormigón que se dispondrá tanto en el espaldón como las piezas del manto será hormigón en masa, el cual deberá ser resistente a los cloruros de origen marino por el ambiente al que estará expuesto. Es por ello que se empleará un hormigón del tipo HM-30/B/20/XS3 para el espaldón, el cual contiene un tipo de cemento resistente a estos cloruros y que se definirá a continuación.

Además, las piezas del manto deberán ser resistentes a la erosión, ya que al estar directamente expuestas al oleaje reciben la erosión directa del mismo, y a su vez este también produce movimientos entre las piezas provocando así una mayor probabilidad de erosión entre ellas.

Hay que tener en cuenta que para la fabricación de los cubípodos se emplean moldes, los cuales tienen una forma particular para dar la forma característica que tienen estos. Por tanto, para que el hormigón rellene bien los huecos formando una pieza más compacta y con menor probabilidad de tener coqueas, será más adecuado que el hormigón dispuesto tenga una consistencia líquida.

Por tanto, el tipo de hormigón que se empleará para las piezas del manto será del tipo HM-30/L/20/XS3+XM2.

En cuanto al cemento a emplear, este deberá ser uno resistente a sulfatos, como por ejemplo el tipo CEM III/B. Este tipo de cemento además está formado en parte por escorias de altos hornos, lo que reduce el contenido en clínker del cemento. Utilizar este material para su fabricación es beneficioso en dos sentidos.

Por un lado, al reducir el contenido en clínker se reducen las emisiones de fabricación del hormigón, ya que este componente es el que mayor cantidad de CO2 emite para su obtención. Por otro lado, de esta forma se aprovecha un material muy abundante en el País Vasco. Esto es porque las escorias, como su propio nombre indica, es un material de desecho que se obtiene como resultado de la fabricación del acero en los altos hornos y en la zona del País Vasco se encuentran aproximadamente el 50% de las acerías de este tipo que hay en toda España.

COSTES DE MATERIALES A EMPLEAR

Como se ha visto, el principal material que se empleará será el hormigón. Para obtener los costes totales que supondría cada alternativa, se hace para cada una de las alternativas una estimación del volumen necesario de este material. Tras consultar el precio ha supuesto el hormigón tipo HM-30/B/20/XS3 y del tipo HM-30/L/20/XS3+XM2 en proyectos recientes, se ha multiplicado este por un porcentaje aproximado que se añadiría a su coste en concepto de la mano de obra y la maquinaria empleada en cada caso.

Por un lado, el tipo de hormigón empleado en el refuerzo del espaldón HM-30/B/20/XS3 supondría un valor de unos 140 €/m³, incluyendo a parte del material en sí otros materiales auxiliares como el encofrado o medios auxiliares para su colocación y acabados. A este precio se le debe añadir un 12% en concepto de mano de obra así como un 10.5% por la maquinaria que se emplearía para su transporte y colocación.

En cuanto al acero para los anclajes, los cuales serán necesarios para unir el espaldón existente con la sección recreada, se emplearán redondos de Ø20 como se verá más adelante, por lo que el peso de estos será de unos 2.55Kg/m. Con un coste por kilogramo aproximado de 1.8€/Kg, se obtiene que el metro de redondos de Ø20 tendrá un coste de unos 4.6€/m.

Por otro lado, el coste de las piezas del manto se ha determinado por unidad, siendo el precio de una pieza tipo cubípedo de unas 45Tn con un diámetro nominal de 2.7m, incluyendo otros elementos como la cimbra y elementos auxiliares, de unos 200€/ud. A esto hay que añadir un porcentaje del 10% relativo a la mano de obra y un 23% relativo a la maquinaria.

Se puede ver la diferencia entre el porcentaje en coste de la mano de obra y de la maquinaria en cada caso. Por una parte, el coste de la mano de obra es algo inferior para las piezas del manto, ya que aunque los operarios tienen un mayor grado de especialización, el número de operarios que intervienen en la fabricación y colocación de los bloques es menor que los que intervienen en la ejecución del refuerzo del espaldón.

Sin embargo, el coste de la maquinaria para la obtención y colocación de los bloques es muy superior al coste que tiene realizar el espaldón, debido a las características que tiene cada una. Mientras el refuerzo del espaldón se realiza con medios convencionales como hormigonera, bomba de hormigonado o grúa con cubilote, para el transporte y la colocación de las piezas del manto es necesario contar camiones de gran porte para transportarlas por tierra, así como disponer de grúas sobre pontona para su transporte por mar y su colocación. Como se puede suponer, estos medios más especializados y con mayor envergadura suponen un coste relativo bastante superior.

CONDICIONANTE DE ACCESIBILIDAD AL DIQUE

La sección del espaldón del tramo 1 que hay actualmente se puede dividir en tres partes diferenciadas: inferior, intermedia y superior (Figura 130). Sobre la zona inferior existe una zona de paso donde normalmente transitan viandantes, y donde también pueden acceder vehículos en caso de ser necesario.

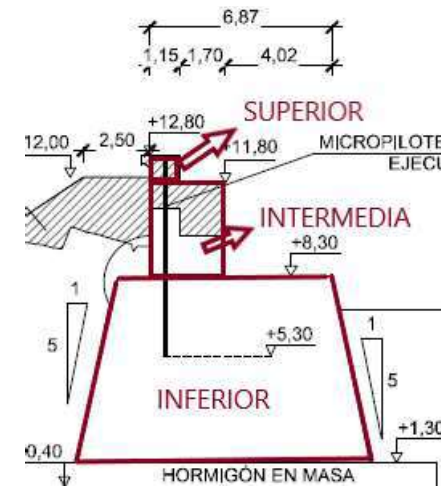


Figura 130. Partes en las que se divide el espaldón. Fuente: elaboración propia

Como se ha visto, la mejor solución para aumentar la estabilidad del dique es aumentar las dimensiones del mismo sin aumentar la cota de coronación. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, si se aumenta excesivamente la cota de la zona inferior del espaldón o el ancho de la zona intermedia, se perderá la accesibilidad de maquinaria y vehículos no solo en este tramo, sino a lo largo de todo el dique al ser este el inicio del mismo y al no extenderse el Muelle del Norte más allá del tramo 1. Por tanto, se deberá tener en cuenta que mantener la accesibilidad al dique es un criterio importante a tener en cuenta en las diferentes alternativas que se analizarán.

Actualmente existe un desnivel entre la cota del Muelle del Norte ($\pm 7.10m$) y la cota del dique (+8.30m) de unos 1.2m, la cual se resuelve con una rampa de aproximadamente un 4% de pendiente, aunque tiene una mayor

pendiente en su tramo final que en el inicial. Esta se desarrolla en unos 28.9m desde, aproximadamente, el inicio del tramo 1 hasta la conexión de la misma con la acera y el camino que une el Muelle del Norte con el exterior del puerto (Figura 131). Además, sobre la zona inferior del espaldón se deja un paso de unos 4m de ancho (Figura 130).

Si por ejemplo, se quiere aumentar la cota de la zona inferior, para mantener la rampa se puede aumentar la pendiente de la misma pero hasta cierto límite y lo mismo ocurre con el aumento del ancho de la zona intermedia. Se ha pensado que estos límites queden marcados por la accesibilidad de maquinaria, ya que será el criterio de accesibilidad más estricto. Es decir, si hay accesibilidad para el acceso de maquinaria, también lo habrá para otros vehículos como los de emergencias o para peatones.



Figura 131. Situación actual de acceso al dique. Fuente: elaboración propia

Se ha tenido en cuenta la accesibilidad de maquinaria por si en algún momento fuese necesaria una reconstrucción o un refuerzo del espaldón. Estas operaciones implicarían el uso de maquinaria como: camión hormigonera, grúa móvil para izar el cubilote de hormigón, camión para el transporte de áridos y otros materiales auxiliares, etc. Para el acceso de esta maquinaria se ha establecido un ancho mínimo de 3.5m. En cuanto a la pendiente, se ha encontrado un cuaderno preventivo de la UGT en el cual se limita la pendiente para el paso de un camión hormigonera a un máximo del 20%.

Para mantener la accesibilidad también se ha pensado en iniciar la pendiente antes o en cambiar el recorrido de la rampa. Sin embargo, la primera comprometería la seguridad del espaldón al restar parte de la sección y pasaría a no cumplir la estabilidad frente al vuelco y deslizamiento. En cuanto a la segunda, precisamente por esta razón la rampa debería comenzar el desnivel en el mismo punto del final del dique, y cambiar el recorrido sin afectar al camino de acceso no sería posible sin que se realizase un giro de unos 90° (Figura 132), con lo que el acceso de la maquinaria sería bastante inviable de todas maneras.

Por tanto, se concluye que para mantener la accesibilidad a este tramo del espaldón y al de todo el dique, se podrá modificar la pendiente de la rampa, pero sin cambiar el recorrido y estableciendo el comienzo de la misma al inicio del tramo 1, quedando así con un recorrido de unos 21.30m hasta el camino de acceso al muelle (Figura 132). Con todo, para tener una pendiente máxima del 20%, el máximo desnivel que podrá haber entre el muelle del norte y el inicio del tramo 1 será de unos 4.3m, es decir, habiendo actualmente un desnivel de 1.2m, se podrá aumentar la cota de la zona inferior en un máximo de 3.1m para mantener una buena accesibilidad.



Figura 132. Situación del tramo 1 respecto al camino de acceso al Muelle del Norte. Fuente: elaboración propia

Visto el problema que supondría dejar sin accesibilidad de vehículos y maquinaria a toda la longitud del dique, se va a tener muy en cuenta a la hora de valorar las alternativas este criterio de accesibilidad.

ALTERNATIVA 1: ACTUAR SÓLO EN EL ESPALDÓN

En esta alternativa se estudiará una solución que no implique modificaciones en el manto. Para ello, las únicas variables que se pueden variar son las dimensiones de la sección del espaldón, pero sin aumentar la cota por las razones expuestas en el apartado del presente anejo *variables A CONSIDERAR*.

Cabe destacar que se ha descartado reconstruir el espaldón para aumentar su ancho de base, ya que al encontrarse cimentado bajo el NMM implicaría dismantelar o bien el muelle de norte o bien retirar las piezas del manto principal, dejando de cumplir su función de abrigar al puerto. Además, al ser una operación bastante compleja, no se podría resolver rápidamente evitando las épocas del año en las que se prevén mayores temporales. Por tanto, las probabilidades de que llegase un fuerte oleaje durante la realización obra que afectara a prácticamente toda la zona interior del puerto son muy altas.

Este tramo es el más conflictivo, pues además de tener unas altas tasas de rebase, no cumple frente a vuelco y deslizamiento en todos o alguno de los escenarios de emisiones. Aun así, como se ha visto, se descarta la opción de reconstruir el espaldón dados los inconvenientes que supondría. Con todo, se ha llegado a la conclusión de que para resolver los problemas de estabilidad que se tienen en el tramo de espaldón actuando únicamente sobre este, las soluciones se deben enfocar en aumentar las dimensiones de la sección existente.

Teniendo esto en cuenta, se ha diseñado la sección que aparece en la Figura 133, la cual es la única que se ha pensado que se puede llevar a cabo para cumplir frente a la estabilidad actuando únicamente en el espaldón.

Cabe destacar que la unión del espaldón actual con las zonas recrecidas se realiza mediante anclajes y no se refuerza mediante micropilotes como se realizó en el último refuerzo. Esto es porque en esta zona recrecida no se recibe directamente el empuje del oleaje como sí sucede en la zona superior de la sección, y por ello esta sí ha sido reforzada mediante micropilotes. Por tanto, se consideran suficientes unos anclajes de unos 160cm de longitud de $\varnothing 20$ cada 1m para unir solidariamente el espaldón existente con el recrecido a realizar.

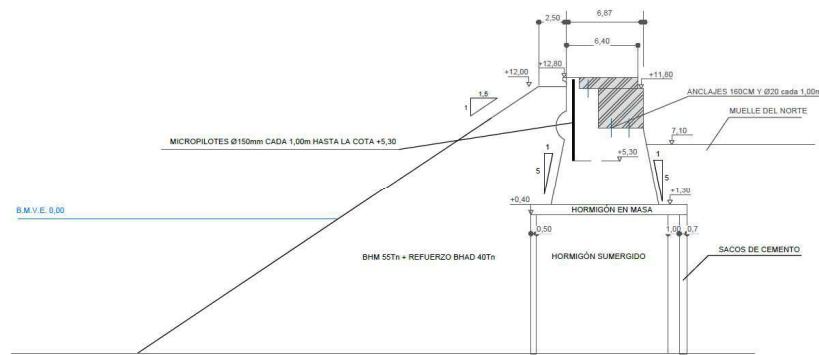


Figura 133. Sección tipo del tramo 1 de la alternativa 1. Fuente: elaboración propia

Con estas nuevas dimensiones, la comprobación a vuelco y deslizamiento cumpliría, como se puede ver en la Figura 134.

Tramo del dique	Escenario	Ch	Be	área sección	peso sección	Xcdg (aprox)	Fh	Mh	Pb	Deslizamiento		Vuelco	
										Zd,c	M(Fv(Fh))	M(We)	Zc,v
TRAMO 1	actual	11.5	9.7	88.34	2079.05	4.37	1228.50	5791.68	160.78	1.312	1039.74	11091.73	1.624
	SSP1-2.6	11.5	9.7	88.34	2079.05	4.37	1304.37	6111.58	166.50	1.232	1076.71	11091.73	1.543
	SSP2-4.5	11.5	9.7	88.34	2079.05	4.37	1315.27	6157.54	167.32	1.221	1082.02	11091.73	1.532
	SSP5-8.5	11.5	9.7	88.34	2079.05	4.37	1337.11	6249.65	168.97	1.200	1092.67	11091.73	1.511

Figura 134. Resultados de comprobación de la estabilidad aumentando dimensiones del espaldón. Fuente: elaboración propia

Por otra parte, se cumple la comprobación frente a la rotura del núcleo, ya que de esta forma el área por sección del espaldón a considerar es de unos 90m², lo que supone una carga de 2118kN por metro lineal, que al mayorar por el coeficiente de 1.35, resulta en una carga para el cálculo de unos 2860kN, siendo esta inferior a la resistencia de cálculo del núcleo de 300kN por metro lineal.

Esta solución sería seguramente la más económica sin necesidad de realizar ningún cálculo, pues se necesitaría poco volumen de hormigón en comparación a las otras dos opciones que quedan para mejorar la estabilidad del espaldón. Esto es porque las opciones restantes requerirían actuar sobre el manto, lo cual implicaría añadir una nueva capa o o variar el ángulo, invirtiendo para ello un gran volumen de materiales. Esto por no hablar de la diferencia en el nivel de especialización de la mano de obra y el tipo de maquinaria que se necesitaría en cada opción.

Si embargo, como se ha visto en el apartado anterior, la accesibilidad es un criterio importante a tener en cuenta. De esta forma, al tener que salvar el desnivel de 5.7m hasta la coronación del dique con un recorrido de unos 21.3m hasta el inicio del mismo, la pendiente pasaría a ser de **26.8%** teniendo en cuenta que la rampa no se puede desarrollar más allá ni cambiar su recorrido por los motivos expuestos en el apartado anterior. Esto por no hablar de la inseguridad que supondría circular por la coronación del dique con el gran desnivel que hay a ambos lados, y con la dificultad de conectar el final del tramo 1 con el tramo 2.

Cabe destacar que en esta alternativa el caudal de rebase no varía, pues no se ha modificado la cota del espaldón ni se ha variado el manto principal. Por tanto, se tendrá el caudal indicado en la Figura 123.

ESTIMACIÓN DEL COSTE DE LA ALTERNATIVA 1

Como se ha visto, el principal material que se empleará será el hormigón. Para obtener los costes totales que supondría cada alternativa, se ha hecho una estimación del volumen necesario de este material, midiendo el área recrecida de la sección y multiplicando esta por la longitud del dique.

El coste del hormigón tipo HM-30/B/20/XS3, se ha visto que será de unos 140 €/m³, incluyendo a parte del material en sí otros materiales auxiliares como el encofrado o medios auxiliares para su colocación y acabados. A este precio se incrementará en un 12% en concepto de mano de obra así como un 10.5% por la maquinaria que se empleará para su transporte y colocación.

En cuanto al coste de los anclajes, al tener 3 redondos por sección con una longitud de 1.6m cada uno y al estar separados un metro a lo largo del espaldón, se ha multiplicado el número de anclajes por sección por la longitud del dique y por la longitud de cada anclaje, obteniendo un total de 1680m en total. Como se ha visto, el precio de estos es de unos 4.6€/m.

Teniendo estos precios en cuenta, para un área estimada de espaldón recrecido de 19.3m² se ha calculado un coste de la alternativa 1 de **1.178.126,32€**.

ALTERNATIVA 2: ACTUAR EN ESPALDÓN Y AÑADIR UNA NUEVA CAPA EN EL MANTO

En esta alternativa, se ha cambiado la forma del espaldón respecto a la alternativa 1 para tratar de respetar los criterios de accesibilidad vistos. Es por ello que se ha probado una solución dejando un ancho de paso sobre la zona inferior de 3.52m y un aumento en la cota de esta zona inferior en 3.1m, dejando de esta forma una pendiente del 20% para cumplir con la accesibilidad.

En cuanto a los cambios sobre el manto principal, se ha planteado añadir una capa de cubipodos sobre el manto actual, cambiando así la rugosidad para el cálculo del rebase. Estas consisten en colocar las piezas definidas antes, que consisten en cubipodos de densidad 2.3 Tn/m³ y el diámetro nominal necesario de 2.7m.

De esta forma, como se puede ver en la Figura 135, las comprobaciones de estabilidad frente al deslizamiento no se cumplen para el escenario climático SSP5-8.5.

Tramo del dique	Escenario	Ch	Be	área sección	peso sección	Xcdg (aprox)	Fh	Mh	Pb	Deslizamiento		Vuelco	
										Zd,c	M(Fv(Fh))	M(We)	Zc,v
TRAMO 1	actual	11.5	9.7	83.88	1974.13	4.37	1172.97	5557.53	156.60	1.302	1012.68	10531.96	1.603
	SSP1-2.6	11.5	9.7	83.88	1974.13	4.37	1253.65	5897.74	162.68	1.214	1052.00	10531.96	1.515
	SSP2-4.5	11.5	9.7	83.88	1974.13	4.37	1265.24	5946.61	163.55	1.202	1057.64	10531.96	1.504
	SSP5-8.5	11.5	9.7	83.88	1974.13	4.37	1288.48	6044.57	165.30	1.179	1068.97	10531.96	1.481

Figura 135. Resultados de las comprobaciones de estabilidad del espaldón con la alternativa 2 manteniendo accesibilidad. Fuente: elaboración propia

Por tanto, se decide aumentar la cota de la zona inferior a 3.5m, viendo en la Figura 136 que de esta forma sí cumple, pero se debe tener en cuenta que de esta forma no se cumple el criterio de accesibilidad, aunque la pendiente de la rampa no sería tan elevada como en la alternativa 1, pasando esta a ser del **22%**. Con estos cambios se tiene la sección de la Figura 137, que será la que se propone como alternativa 2.

Por otra parte, en esta alternativa se cumple la comprobación frente a la rotura del núcleo, puesto que la sección resultante del espaldón es menor a la de la alternativa 1, por lo que supone una menor carga respecto a la sección en la alternativa 1. Por tanto, si ha cumplido en esta primera alternativa, también cumple en esta segunda alternativa.

										Deslizamiento
Tramo del dique	Escenario	Ch (m)	Be (m)	área sección (m ²)	peso sección por ml (kN)	Xcdg, aprox (m)	Fh (kN/m)	Mh (mKN/m)	Pb (kN/m)	Zd,c
TRAMO 1	actual	11.50	9.70	85.29	2007.26	4.37	1172.97	5557.53	156.60	1.33
	SSP1-2.6	11.50	9.70	85.29	2007.26	4.37	1253.65	5897.74	162.68	1.24
	SSP2-4.5	11.50	9.70	85.29	2007.26	4.37	1265.24	5946.61	163.55	1.22
	SSP5-8.5	11.50	9.70	85.29	2007.26	4.37	1288.48	6044.57	165.30	1.20

Figura 136. Resultados comprobaciones de estabilidad de la alternativa 2 aumentando cota de zona inferior en 3.5m.

Tramo del dique	Escenario	Hm (m)	Gc (m)	yf	qreb (l/s/m)
TRAMO 1	actual	8.71	4.50	0.48	70.31
	SSP1-2.6	8.71	4.50	0.48	112.02
	SSP2-4.5	8.71	4.50	0.48	119.78
	SSP5-8.5	8.71	4.50	0.48	136.97

Figura 138. Caudal de rebase con la alternativa 2. Fuente: elaboración propia

ALTERNATIVA 3: ACTUAR EN ESPALDÓN Y EN ÁNGULO DEL TALUD DEL MANTO

En esta alternativa se aumentarán las dimensiones del espaldón al máximo, pero manteniendo la accesibilidad al dique. Para ello, se ha aumentado la cota de la zona inferior en los 3.1m, el ancho de la zona intermedia en 0.5m, así como el ancho de la zona superior en 1.2m.

Cabe destacar que de esta forma quedaría un espacio de paso en la zona intermedia bajo la coronación de 0.7m. De esta forma, aun siendo más inseguro transitar por esa zona, aún sería posible el acceso.

En cuanto al tipo de piezas a colocar, se vuelven a emplear cubipodos de 45Tn, de diámetro nominal 2.7m y con densidad de 2.3 Tn/m³. Con estas características, para cumplir con la estabilidad del espaldón, se debe reducir la pendiente del talud a 1/2. De esta forma se sigue cumpliendo la recomendación de la ROM de establecer una pendiente de, como máximo, 1/3.

Como se puede ver en la Figura 139, se cumplen las verificaciones frente a deslizamiento y vuelco del espaldón.

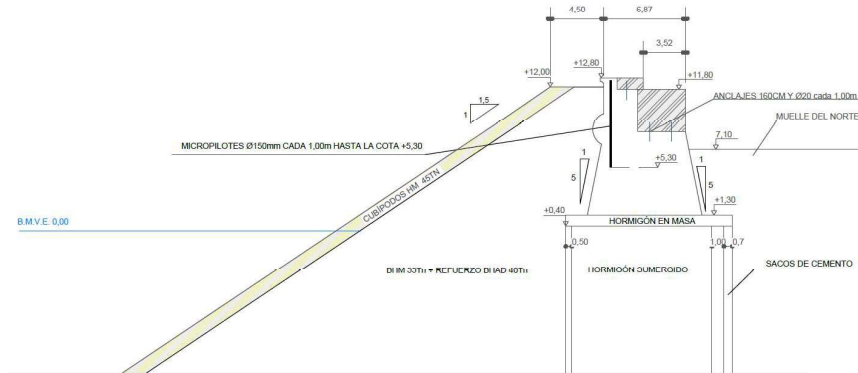


Figura 137. Sección tipo del tramo 1 en la alternativa 2. Fuente: elaboración propia.

ESTIMACIÓN DEL COSTE DE LA ALTERNATIVA 2

Por una parte, se ha estimado el coste del recrecido del espaldón multiplicando el volumen necesario por el coste estimado de 140 €/m³, ponderando este valor por el porcentaje que se espera que aumente debido a los costes de la mano de obra y los costes de la maquinaria.

En cuanto al coste de los anclajes, al tener la misma disposición y número que en la alternativa anterior, el coste es el mismo que en esta.

En cuanto a los bloques del manto, se ha establecido un precio por pieza tipo cubipodo de unas 45Tn con un diámetro nominal de 2.7m, de unos 200€/ud, añadiendo a este el porcentaje en concepto de mano de obra y maquinaria.

Con todo, para un área de espaldón recrecido de unos 16.27m² y un área que ocupa la nueva capa de cubipodos de 48.36m² por sección, se obtiene un coste de esta alternativa de unos **1.681.703,85€**.

CAUDAL DE REBASE EN ALTERNATIVA 2

En este caso, el caudal de rebase que se pasaría a tener tanto en la actualidad como en los diferentes escenarios climáticos queda expuesto en la

										Deslizamiento	Vuelco		
Tramo del dique	Escenario	Ch	Be	área sección	peso sección	Xcdg (aprox)	Fh	Mh	Pb	Zd,c	M(Fv(Fh))	M(We)	Zc,v
TRAMO 1	actual	11.5	9.7	83.18	1957.65	4.37	1134.10	5393.64	153.67	1.336	993.73	10444.07	1.635
	SSP1-2.6	11.5	9.7	83.18	1957.65	4.37	1219.25	5752.66	160.09	1.238	1035.23	10444.07	1.539
	SSP2-4.5	11.5	9.7	83.18	1957.65	4.37	1231.46	5804.16	161.01	1.226	1041.18	10444.07	1.526
	SSP5-8.5	11.5	9.7	83.18	1957.65	4.37	1255.93	5907.32	162.85	1.200	1053.10	10444.07	1.500

Figura 139. Resultados de comprobación de la estabilidad aumentando dimensiones del espaldón al máximo y variando el ángulo a 1/2. Fuente: elaboración propia

La solución adoptada, teniendo en cuenta estos factores, queda reflejada en la Figura 140.

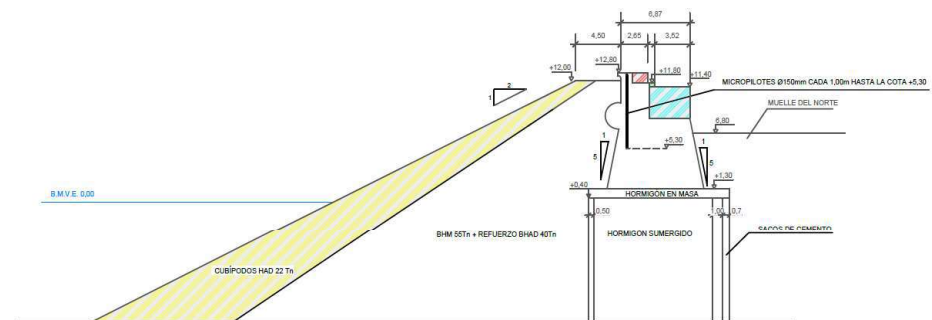


Figura 140. Sección transversal de la alternativa 3. Fuente: elaboración propia

En este caso también se cumple la comprobación frente a la rotura del núcleo, puesto que la sección resultante del espaldón sigue siendo menor a la de la alternativa 1. Por tanto, si ha cumplido en esta primera alternativa, también cumple en esta alternativa 3.

SUPERFICIE EN PLANTA QUE OCUPA LA ALTERNATIVA 3

En este caso, la alternativa supone disminuir el ángulo del talud a 1/2. Esto supone que la superficie en planta que pasará a ocupar aproximadamente un 40% más de la superficie que ocupa actualmente, como se puede ver en la Figura 141. Esta área ocupada supone un incremento de unos 4.900m² respecto a la superficie que ocupaba antes.

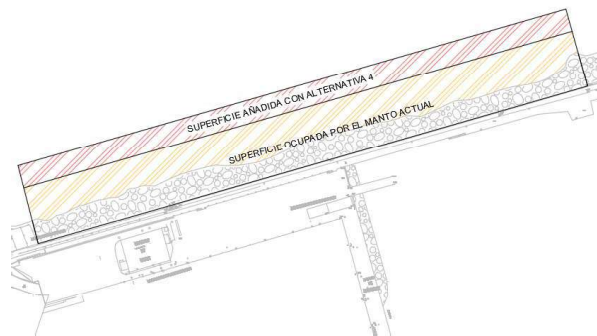


Figura 141. Comparación entre superficie ocupada por el manto actual y la que ocuparía el manto en la alternativa 3.

ESTIMACIÓN DEL COSTE DE LA ALTERNATIVA 3

De nuevo, el material principal a emplear en la alternativa 3 será el hormigón. Con los mismos costes por m³ del hormigón del espaldón, el mismo coste en anclajes, así como el mismo coste por unidad de piezas del manto y multiplicando por los mismos porcentajes de incremento en concepto de mano de obra y maquinaria que en la alternativa anterior, se obtiene un coste de **3.600.090,81€**.

En este caso, se ha previsto una porosidad también del 41%, puesto que en una gran parte del manto los cubípodos apoyarán sobre cubos.

CAUDAL DE REBASE EN ALTERNATIVA 3

En este caso, si se adoptara la alternativa 3 como solución, el caudal de rebase que se pasaría a tener tanto en la actualidad como en los diferentes escenarios climáticos queda expuesto en la Figura 142.

Tramo del dique	Escenario	Hm0	Gc	γ_f	q _{reb}
TRAMO 1	actual	8.71	4.5	0.48	56.18
	SSP1-2.6	8.71	4.5	0.48	91.84
	SSP2-4.5	8.71	4.5	0.48	98.55
	SSP5-8.5	8.71	4.5	0.48	113.50

Figura 142. Caudal de rebase resultante en la alternativa 3. Fuente: elaboración propia

ACTUACIONES A LLEVAR A CABO EN FINAL DEL TRAMO 1

Como se ha visto en el ANEJO IV: CÁLCULOS DE ESTABILIDAD, hay una zona de este tramo en la cual su talud interior queda desprotegido (Figura 120). Aunque este tramo de espaldón apoya sobre un bloque de hormigón sumergido como se ha visto en la Figura 24, y no está compuesto de un núcleo de material todo-uno y de capas de filtro como suele ser habitual, dado que no se conoce como puede afectar el rebase en este tipo de sección, por seguridad se supone que esta base se puede ver afectada al igual que si estuviera compuesta por estos materiales habituales.

Con ninguna de las alternativas planteadas se logra reducir el caudal por debajo del límite de 50l/s/m que marca el Eurotop, por debajo del cual no se prevén daños en el talud interior. Es por ello que, en esta zona se colocarán también los mismos cubípodos empleados de 2.7m de diámetro nominal y 45Tn de peso cada uno, protegiendo así el talud interior frente a los posibles rebases.

Para formar este talud interior, se colocará por debajo de esta capa de cubípodos piezas de escollera de peso W/10, siendo W el peso de los cubípodos. Por tanto, el peso de esta escollera será de 4.5Tn., siendo la sección de este talud se ve en el apartado DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA, junto a la sección de la alternativa que se haya escogido tras la valoración que se hace a continuación.

Este es un coste que se deberá tener en cuenta en el presupuesto final, por lo que se ha calculado suponiendo que la profundidad en el interior del puerto es la misma que frente al dique, y con el mismo ángulo de 3/2 que hay en el exterior. Con ello, se ha obtenido un volumen de la sección a rellenar de unos 350m², siendo unos 250m² de la misma rellenos mediante escollera de 4.5Tn, y los 100m² restantes corresponden a la capa de cubípodos. Para la escollera se ha supuesto una porosidad de 0.48 y una densidad de 2.5Tn/m³.

Con un coste de la escollera de 23 €/m³ y el coste unitario de 1000€ de los cubípodos, se ha obtenido un coste total de **1.134.625,80€**.

COMPARACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

En el siguiente apartado se valorarán las tres alternativas que han resultado del estudio de soluciones anterior. Para ello, se han escogido unos criterios de valoración cualitativos, a los cuales se les dará mayor o menor influencia a la hora de determinar la opción elegida en función de la importancia que se le ha dado a cada uno de estos criterios.

A continuación, se definen los criterios y subcriterios que marcarán la diferencia entre las diferentes alternativas, asignando a cada uno de ellos un peso que se considere adecuado. De esta forma, será más fácil su evaluación y, por tanto, la elección de la solución a adoptar.

- CRITERIO 1: ECONÓMICO
 - SUBCRITERIO 1.1: COSTES DE EJECUCIÓN
 - SUBCRITERIO 1.2: COSTES DE MANTENIMIENTO
- CRITERIO 2: TÉCNICO
 - SUBCRITERIO 1.2: ACCESIBILIDAD
- CRITERIO 3: MEDIOAMBIENTAL
 - SUBCRITERIO 3.1: IMPACTO MEDIOAMBIENTAL DURANTE LA EJECUCIÓN
 - SUBCRITERIO 3.2: SUPERFICIE DEL LECHO MARINO OCUPADA POR LA OBRA

- CRITERIO 4: SOCIAL
 - SUBCRITERIO 4.1: IMPACTO VISUAL

Para comparar las diferentes alternativas en base a estos criterios, se ha elaborado la tabla que se ve a continuación:

SUBCRITERIOS	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
COSTES DE EJECUCIÓN	Medio: 1.178.126,32€.	Medio-alto: 1.681.703,85€	Muy alto: 3.600.090,81€
COSTES DE MANTENIMIENTO	Altos. Al no reducirse el caudal de rebase, se tendrán mayores probabilidades de que se afecte al talud que se dispone en el trasdós, teniendo que rellenar este periódicamente con nuevos bloques	Medios-alto. Se reduce un poco más el rebase respecto a la alternativa 1, pero aún se encuentra dentro del límite marcado por el Eurotop en el cual se prevén daños	Medio. El caudal de rebase es el mínimo entre el resto de las alternativas. Aun así, también se deberá realizar mantenimiento de las piezas dispuestas al encontrarse en el rango marcado por el Eurotop en el que se esperan daños.
ACCESIBILIDAD	Baja. Pendiente del 30.5%	Media. Pendiente del 22%	Alta. Pendiente límite del 20%
IMPACTO MEDIOAMBIENTAL DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	Alto. Se supone que los trabajos in situ realizados sobre el espaldón afectan más que la colocación de bloques por vía marítima	Media. Se realizan menos operaciones in situ sobre el espaldón	Media. Se realizan prácticamente las mismas operaciones in situ sobre el espaldón que en la alternativa 2
SUPERFICIE DEL LECHO MARINO OCUPADA POR LA AMPLIACIÓN	Nula. Al no actuar sobre el manto, no se afecta en base a este criterio	Baja. Únicamente se ocupa una superficie aproximada de 2.7m más (Dn de cubípodos) por delante del manto actual, con un total de unos 1000m ² ocupados por la ampliación	Alta. Se pasa a ocupar una superficie de casi 5000m ²
IMPACTO VISUAL	Alto. Se aumentan mucho las dimensiones del espaldón	Medio. Se aumentan las dimensiones del espaldón, pero menos que en la alternativa 1	Medio. Se aumentan las dimensiones del espaldón, pero menos que en la alternativa 1

Teniendo en cuenta estos criterios, **se decide escoger la alternativa 2**. Esto es porque tiene un coste aceptable, que no es muy elevado en comparación a la alternativa más económica. Además, con esta segunda alternativa se reducen los costes de mantenimiento al reducir el caudal de rebase, y se sigue manteniendo una accesibilidad bastante aceptable al dique.

Por otra parte, en cuanto a los criterios medioambientales y sociales, se encuentra en un punto medio entre las dos otras alternativas, no afectando negativamente de forma excesiva a ninguno de ellos. En cambio, si

se escogiera la alternativa 1 el impacto durante la construcción y el impacto visual sería más elevado, mientras que si se escogiera la alternativa 3 el impacto en el lecho marino sería también muy elevado.

En el apartado *DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA*, se define bien esta alternativa y se añade el manto interior al final del tramo uno, como se ha visto que es necesario en el apartado de este anejo *ACTUACIONES A LLEVAR A CABO EN FINAL DEL TRAMO 1*.



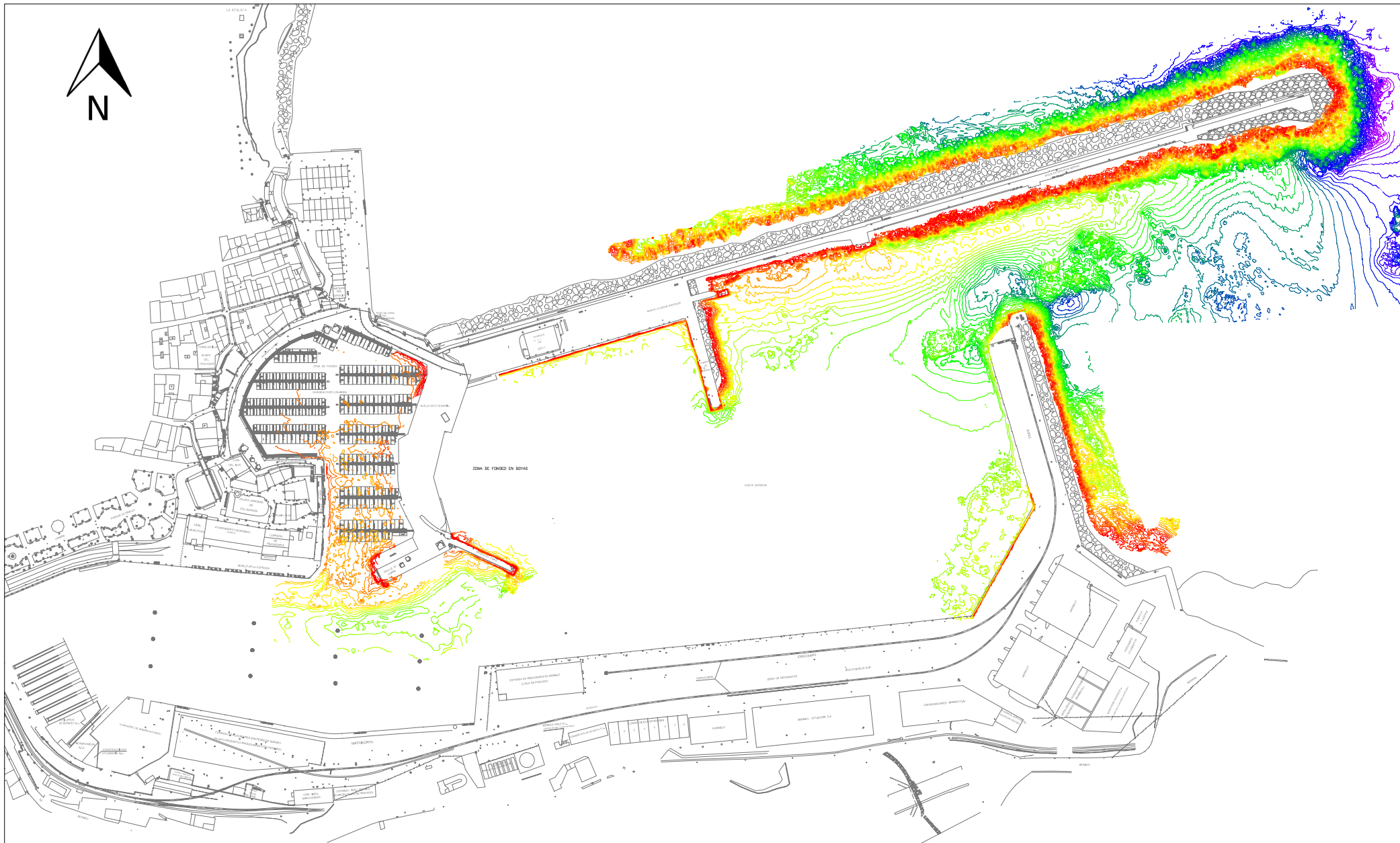
DOCUMENTO Nº 2



PLANOS



<p>NOMBRE DEL PLANO: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO</p>	<p>ALUMNA: AURORA MARÍN YUSTE</p>	<p>ESCALA: -</p>
<p>PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO DE LA CORONACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO (VIZCAYA)</p>	<p>FIRMA: </p>	<p>FECHA: AGOSTO 2023</p>
		<p>Nº DE PLANO: 1</p>



NOMBRE DEL PLANO:

BATIMETRÍA

PROYECTO:

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO DE LA CORONACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO (VIZCAYA)

AUTORA:

AURORA MARÍN YUSTE

FIRMA:

FECHA:

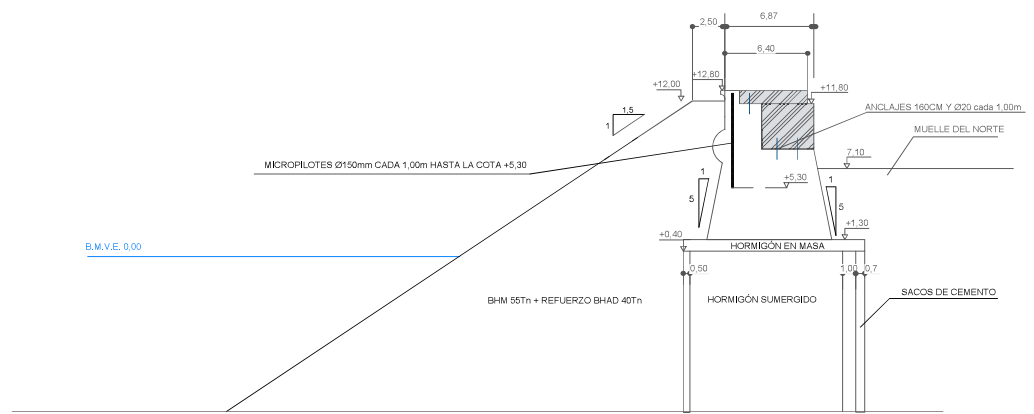
AGOSTO 2023

ESCALA:

1/1500

Nº DE PLANO:

2



NOMBRE DEL PLANO:

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ALTERNATIVA 1

PROYECTO:

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO DE LA CORONACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO (VIZCAYA)

ALUMNA:

AURORA MARÍN YUSTE

FIRMA:

FECHA:

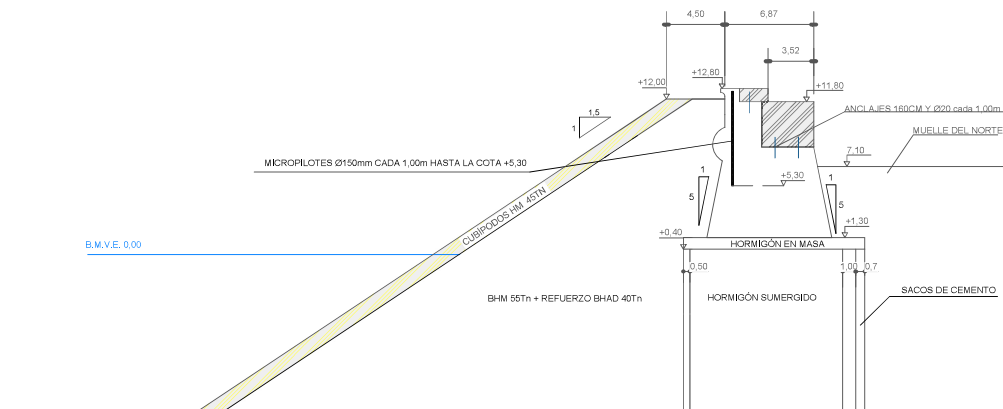
AGOSTO 2023

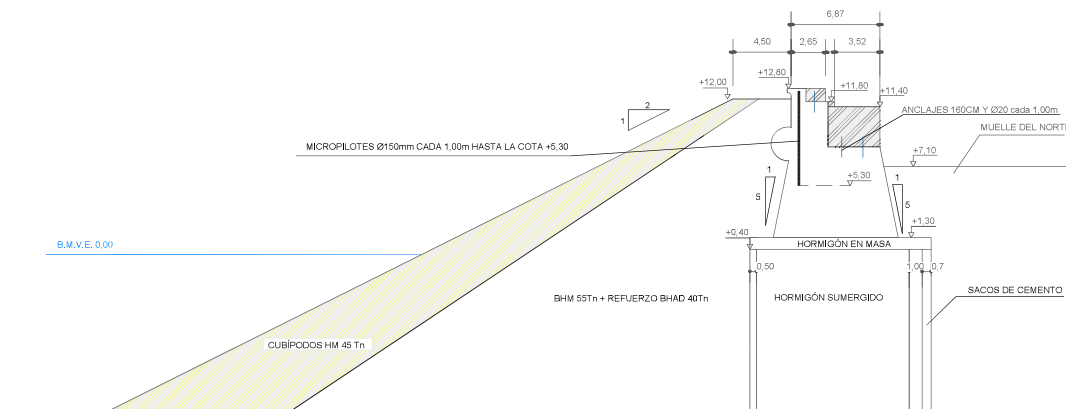
ESCALA:

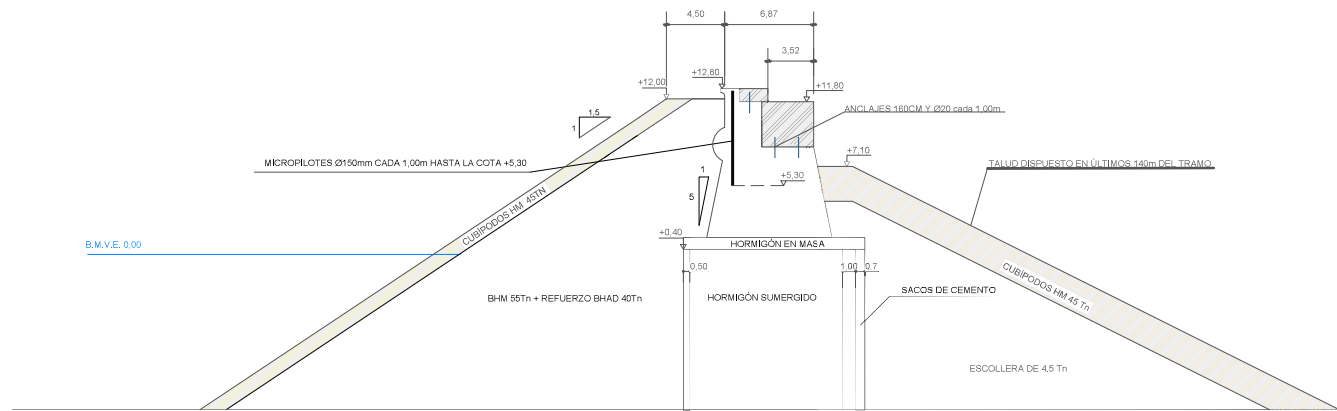
1/200

Nº DE PLANO:

3







NOMBRE DEL PLANO:

SOLUCIÓN ESCOGIDA

PROYECTO:

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO DE LA CORONACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO (VIZCAYA)

ALUMNA:

AURORA MARÍN YUSTE

FIRMA:

FECHA:

AGOSTO 2023

ESCALA:

1/200

Nº DE PLANO:

6



OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE



Relación del TFG “ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO DE LA CORONACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DEL PUERTO DE BERMEO (VIZCAYA)” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero				X
ODS 3. Salud y bienestar		X		
ODS 4. Educación de calidad				X
ODS 5. Igualdad de género				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico	X			
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras		X		
ODS 10. Reducción de las desigualdades				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles			X	
ODS 12. Producción y consumo responsables			X	
ODS 13. Acción por el clima		X		
ODS 14. Vida submarina		X		
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres				X
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos				X

Descripción de la alineación del TFG con los ODS con un grado de relación más alto

Se ha visto que el municipio de Bermeo ha ido creciendo a medida que lo hacía su puerto. Esto destaca la importancia que ha tenido el puerto para su población, tanto por los puestos de trabajo que crea dada su importante actividad pesquera y comercial (ODS 8), por el crecimiento económico que este ha generado (ODS 8), así como los servicios que se han creado alrededor del puerto, siendo este incluso un reclamo turístico y una zona habitual de paseo para los vecinos (ODS 3).

También cabe destacar que con la solución escogida se evitan problemas mayores en un futuro que implicarían mayores reconstrucciones, con una mayor inversión en materiales y con una mayor afección al cambio climático (ODS 13 y ODS 9). Además, con la solución propuesta se ha tratado de afectar lo menos posible al lecho marino (ODS 14).